

永久保存

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第3549号

土木研究所資料

阿賀野川中流部河道模型実験報告書〔Ⅱ〕

平成10年3月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright ©(1998) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

阿賀野川中流部河道模型実験報告書〔Ⅱ〕



河川部長		宇多高明
河川研究室	室長	望月達也*
河川研究室	室長	藤田光一
河川研究室	主任研究員	坂野章
	研究員	平館治

要 旨

本資料は、阿賀野川中流部の中新田地区（18.0km付近）の水衝部対策工及び沢海床固の諸元に関して、主に模型実験による水理的検討を行いその結果を取りまとめたものである。

キーワード：阿賀野川、水衝部 蛇行、移動床実験、床固、湾曲、水制

*) 現 建設省九州地方建設局熊本工事事務所所長

はじめに

阿賀野川中流部の9.0km～22.0kmの区間は、蛇行が激しく著しい水衝部が形成されている。特に横雲橋付近（13.6km左岸）と阿賀浦橋付近（18.4km左岸）では、湾曲部外岸側で局所洗掘が著しく堤防決壊の危険性が懸念されている。また沢海床固地点付近（16.8km）では、洪水の疎通能力が不足しているとともに、床固めの老朽化により床固め自体の被災の危険性も懸念され、早急に上記区間の河道改修計画を立案する必要性が高くなっている。このため北陸地方建設局阿賀野川工事事務所の依頼を受けて平成3年度から水理模型実験による検討を実施してきた。

阿賀野川では沢海床固地点（16.80km）を境にその上流と下流で河床材料と河床勾配が大きく異なるため、実験対象の全区間（9.0km～22.0km）を対象に一種類の河床材料を使って実験することは適切ではない。そこで上流と下流を分けて実験を行うこととした。下流の区間（9.0km～16.8km）については平成3年度～平成6年度前半にかけて検討を行い、その結果を土木研究所資料第3307号「阿賀野川中流部河道模型実験報告書〔Ⅰ〕」として既に整理した。本報告はこれに引き続いて主に上流の区間（16.8km～22.0km）を対象として水衝部の局所洗掘対策工および沢海床固の諸元等（主に高さ）に関して水理実験を行い、その結果を取りまとめたものである。

目 次

はじめに

第1章 上流区間の河道特性と実験の必要性	1
1.1 河道特性	1
1.2 沢海床固改築計画について	6
1.3 実験の目的	9
第2章 模型及び実験の概要	13
2.1 水理模型実験の役割及び特徴	13
2.2 模型の概要	14
2.3 相似則	16
2.4 実験の概要と実験ケース	17
第3章 模型（混合砂、1/70縮尺）の検証	22
3.1 模型条件	22
3.2 検討結果	22
3.3 検討結果のまとめ	28
第4章 現況河道における沢海床固の敷高の影響	29
4.1 混合砂模型（ $H=V=1/70$ ）での実験による検討結果（実験Ⅰと実験Ⅲの比較）	29
4.2 石炭粉模型（ $H=1/70$ 、 $V=1/40$ ）での 実験による検討結果（実験Ⅳ-1、2と実験Ⅳ-3、4の比較）	33
4.3 検討結果のまとめ	38
第5章 計画河道における検討（混合砂模型、実験Ⅱ-1～Ⅱ-3）	40
5.1 検討結果	40
5.2 検討結果のまとめ	45
第6章 現況河道で床固敷高を下げた場合の対策工の検討 （石炭粉模型、実験Ⅳ-5～Ⅳ-12）	46
6.1 模型条件	46
6.2 検討結果	49
6.3 検討結果のまとめ	58

第7章 全体まとめおよび考察	59
7.1 現況河道における沢海床固の敷高の影響について	59
7.2 計画河道における沢海床固の敷高の影響について	59
7.3 床固め下流の湾曲部の洗掘対策について	59
7.4 今後の課題	60
おわりに	61
参考文献	62
図表写真目次	63

第1章 上流区間の河道特性と実験の必要性

阿賀野川の流域や河道計画、さらには河道特性等については、既に前報¹⁾で報告済みであるため、本報告では上流区間（16.8km～22.0km）について若干補足することとする。

1.1 河道特性

山本は、「実在する沖積河川の種々の姿や特徴を河道特性」と定義²⁾し、河川の姿（形）を規定する主要因は、河床材料、河床勾配、流量であり、その相互関係に法則性があることを見出した。山本は、似た特徴を有する河道区間毎に河道の特徴を解析する手法が有効であり、この似た特徴を有する河道の各区間を‘セグメント’と呼び、一般的に表1.1に示すように分類

表1.1 各セグメントとその特徴

	セグメントM	セグメント1	セグメント2		セグメント3
			2-1	2-2	
地形区分	山間地	扇状地 ←谷底平野→	自然堤防帯 ←デ ル タ→		
河床材料の代表粒径 d_s	さまざま	2cm以上	3cm～1cm	1cm～0.3cm	0.3mm以下
河岸構成物質	河床河岸に岩が出ていることが多い。	表層に砂、シルトがのることがあるが薄く、河床材料と同一物質が占める。	下層は河床材料と同一、細砂、シルト、粘土の混合物。		シルト・粘土
勾配の目安	さまざま	1/60～1/400	1/400～1/5000		1/5000～水平
蛇行程度	さまざま	曲がりが少ない	蛇行が激しいが、川幅水深比が大きい所では8字蛇行または島の発生。		蛇行が大きいもののあるが小さいものもある。
河岸侵食程度	非常に激しい	非常に激しい	中、河床材料が大きいほうが水路はよく動く。		弱、ほとんど水路の位置は動かない。
低水路の平均深さ	さまざま	0.5～3m	2～8m		3～8m

することが重要であるとしている²⁾。

阿賀野川の上流区間は、上述のセグメント2-1に該当し本来は蛇行も河床変動も激しい区間である。写真1.1³⁾は沢海床固付近の空中写真であり旧河道跡がいくつも見られ、このことから蛇行の激しかったことが判読できる。しかしながら、近年の砂利採取によって河床低下および



写真1.1 旧河道分布状況写真

河床勾配の緩和が生じ（図1.1、図1.2）、河床材料の粗粒化が進み（図1.3）、全体的に低水路は狭く固定され（図1.4）、近年は中新田の湾曲外岸部の水衝部の洗掘があまり進んでいないことが分かる。つまり、河床材料と河床勾配のバランスが河道本来のものではなくなっている可能性がある。

しかしながら沢海床固の高さや河道平面形等が変わればそれに伴って周辺河道の特性も変わるものと思われる。その変化の程度がどのくらいかを把握することが本検討を進めるに当たっての重要な点となる。

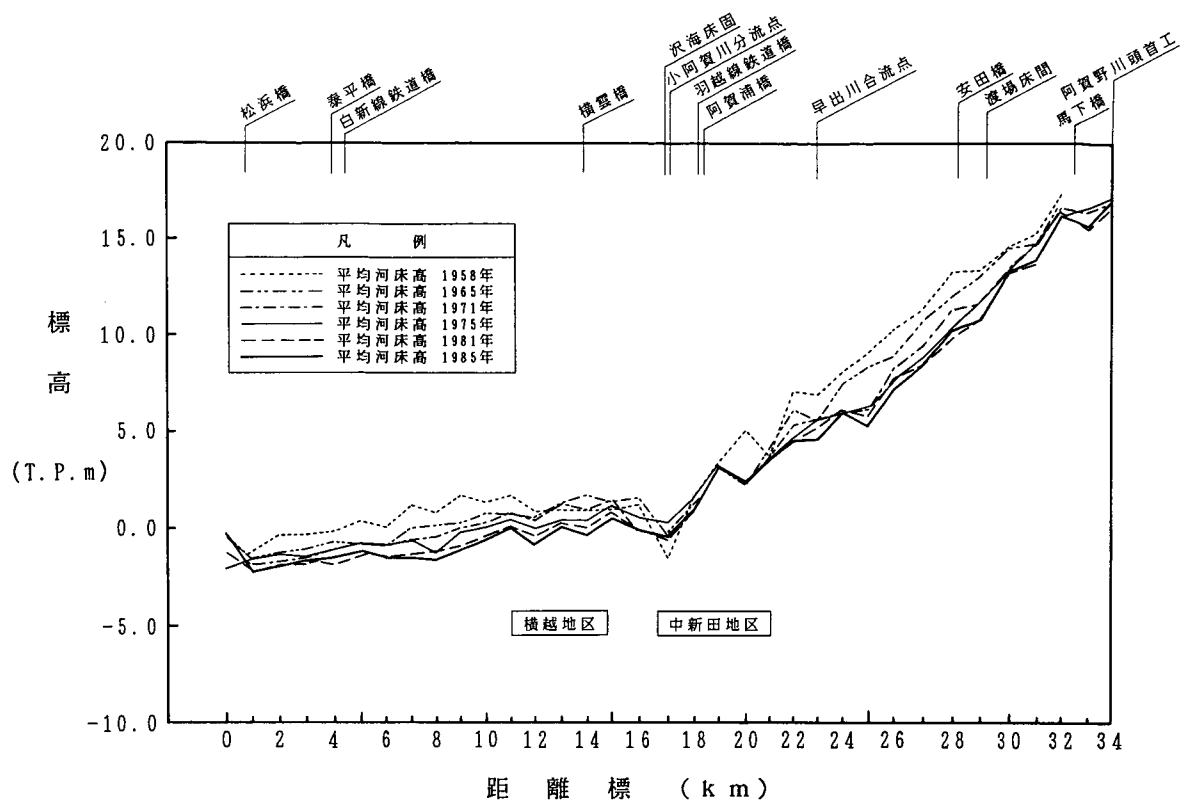


図1.1 平均河床高の縦断分布の経年変化図

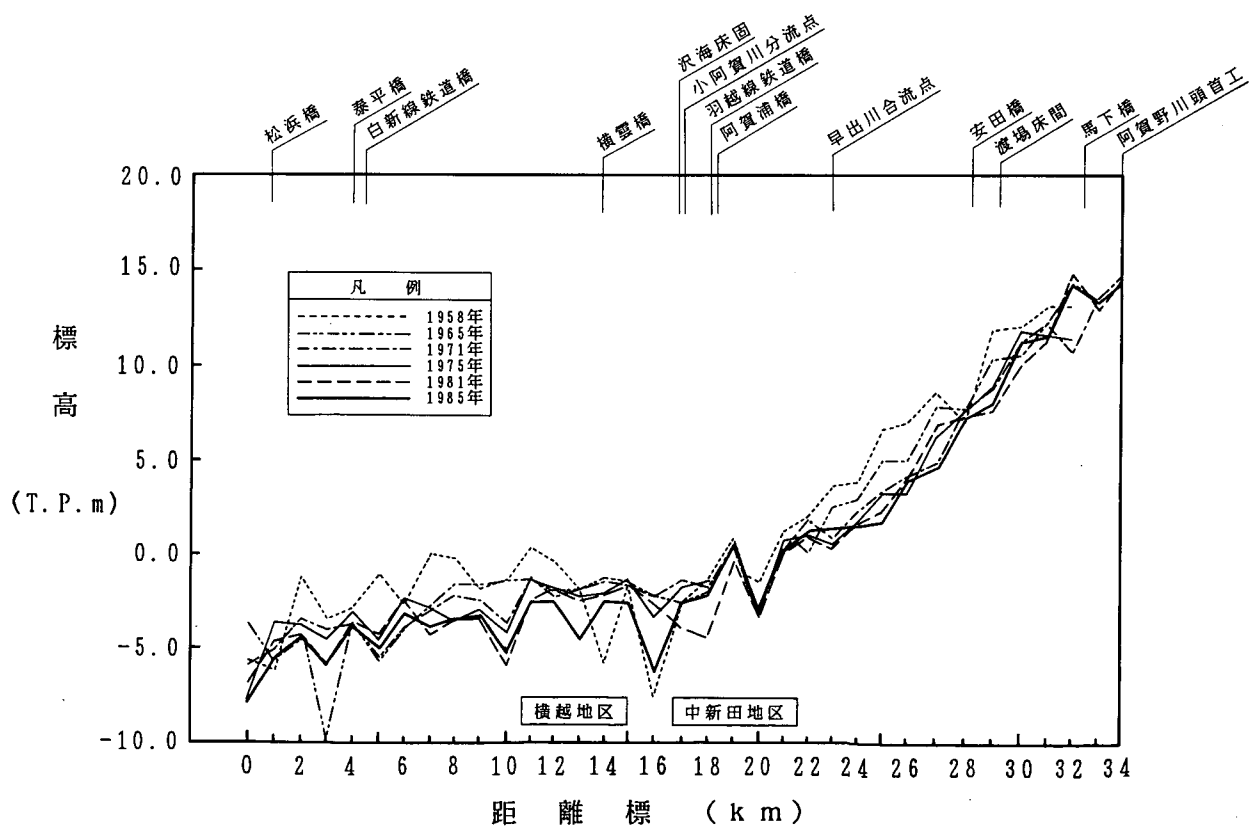


図1.2 最深河床高の縦断分布の経年変化図

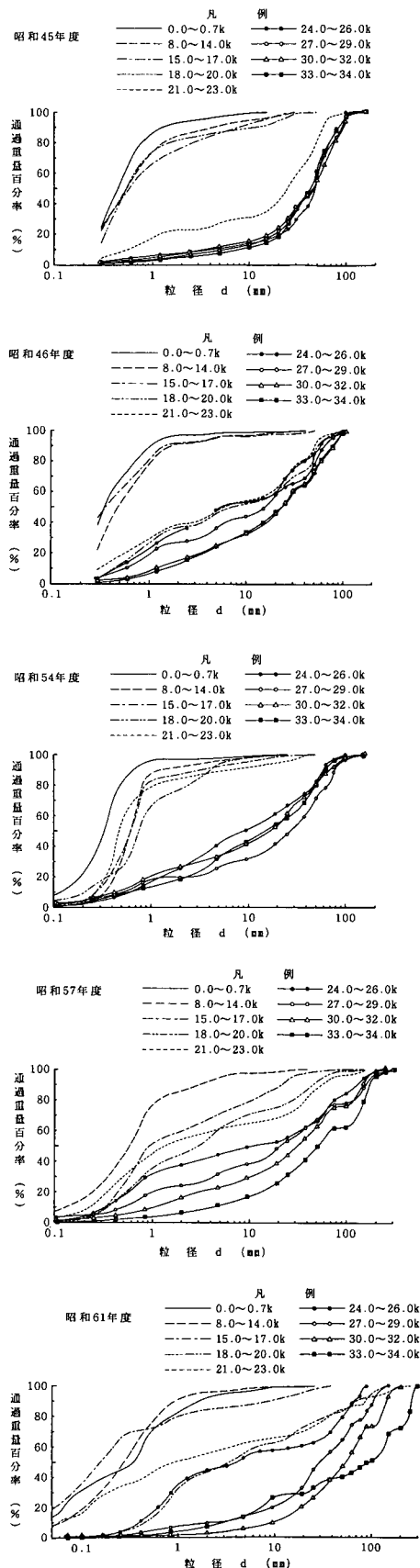


図1.3 河床材料の粒度分布の経年変化図

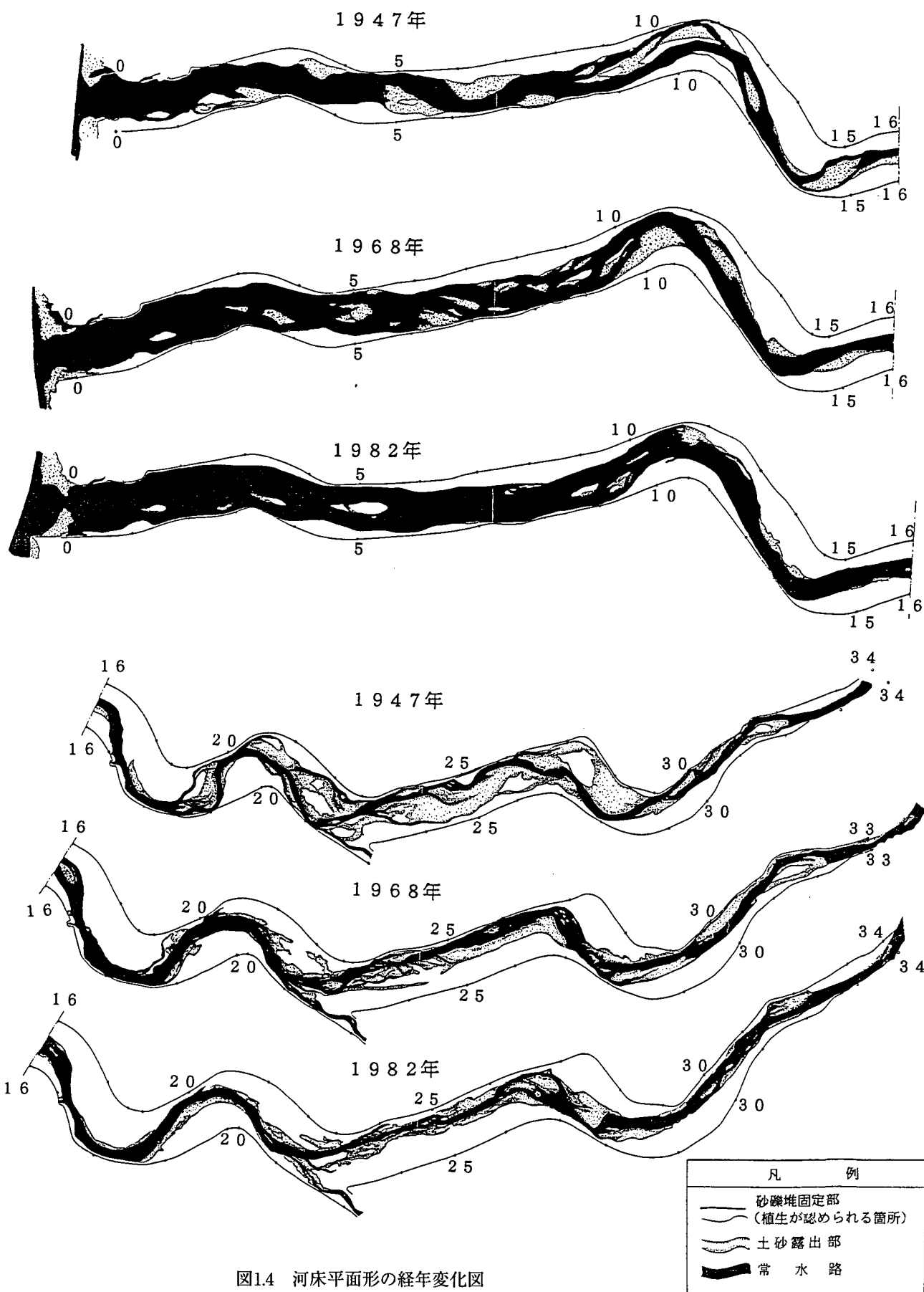


図1.4 河床平面形の経年変化図

1.2 沢海床固改築計画について

沢海床固付近では疎通能力が不足しており、また床固め自体の老朽化に伴って改築の必要性がある。改築に当たっての床固めの構造や諸元は具体的に明確になっていないが、直上流左岸から小阿賀野川への維持用水および舟運等のために一定量を分派できるような構造諸元としないといけない。以下に改築計画の基本的な考え方⁴⁾を述べる。

1) 現況機能

現況の沢海床固は、以下のような河床の安定と小阿賀野川への分派の2つの機能を有する。

①河床安定效果

図1.1や図1.2の河床縦断形の経年変化より、16.8km～22.0km間は他の箇所と比較して全体的な河床低下は少なく安定度が高いことが分かる（ただし全川にわたって多量の砂利採取が行われたため、単純に床固めだけの効果とは判断できない）。

②小阿賀野川分派

小阿賀野川への分派量は、下流の既得水利権を含めた維持用水15m³/s、汎海用水9.03m³/sおよび亀田上水0.191m³/sの計24.221m³/sである。一方、小阿賀野川では現在砂利舟が航行するため、小阿賀野川の操作規則においては、七日町地点（小阿賀野川分派直下流地点）においてT.P.1.6mを確保することが義務づけられている（図1.5参照）。

小阿賀野川より24.221m³/sを放流し、七日町地点においてT.P.1.6mの水位を確保しようとする場合の本川側水位はT.P.1.68mであり、この値は表1.2の渇水時水位（T.P.2.72m）より低く最低水位（T.P.1.65m）とほぼ同一である^{脚注1）}。つまり、常時所定以上の流量の分派が可能な状態となっている。

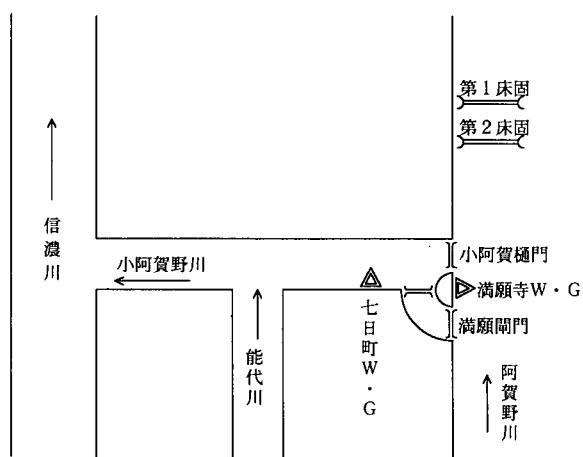


図1.5 沢海床固分派機能模式図

脚注 1)

床固めの敷高がT.P.2.6m（第2床固）にもかかわらず最低水位がこれより低いT.P.1.65mであるのは、現況の床固めの右岸側は舟通しであり、その部分だけ低く小流量時にはその舟通し部分だけに水が流れるからである。もしこの舟通しの部分をなくして床固め敷高を低くすれば、現況河道において小阿賀野川への分派を満足させた上で床固上流の水位を約1m低下させることが可能である。

表1.2 満願寺地点の現況位況

位 況	S.24～57平均 (m)
豊 水 位	T.P.+3.59m
平 水 位	3.26
低 水 位	3.01
渴 水 位	2.72
最 低 水 位	1.65

2) 改築の必要性

床固めの敷高を含めた現況河床高と計画河床高（計画原案）の関係は、図1.6に示すように現在の床固めの敷高はT.P.+2.6m（第2床固）で、この地点の計画河床高T.P.+0.4mより2.20m突出する（現況低水路平均河床より約3.5m突出）。この現況の沢海床固を計画河道（計画原案）に残した場合の計画流量時の水位は、不等流計算によると、図1.7に示すように床固め（16.8km）から上流18.2kmまでの約1.4km間でH.W.L.を約10cm超える。一方、現況河道における計算水位（樹木群を考慮した現況断面、平成元年）は図1.8に示すように、床固め～直轄上流端の間でH.W.L.を約1m～2m超える。

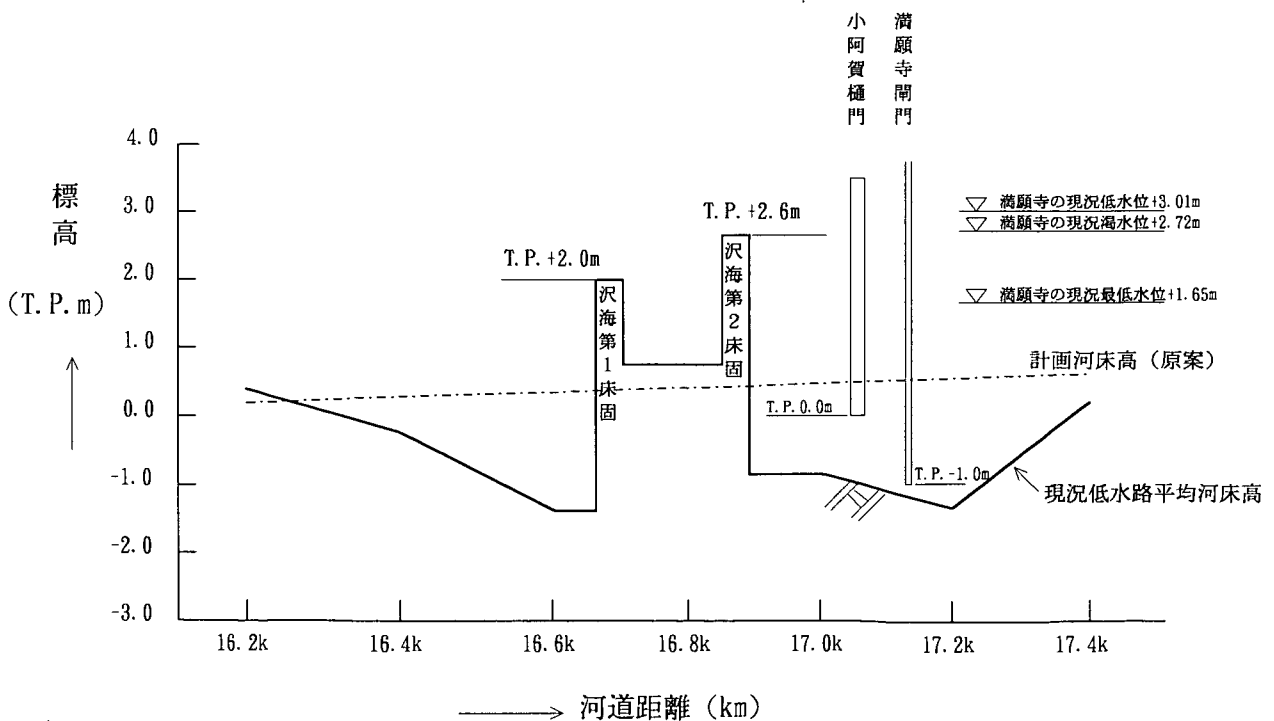


図1.6 沢海床固付近縦断面図

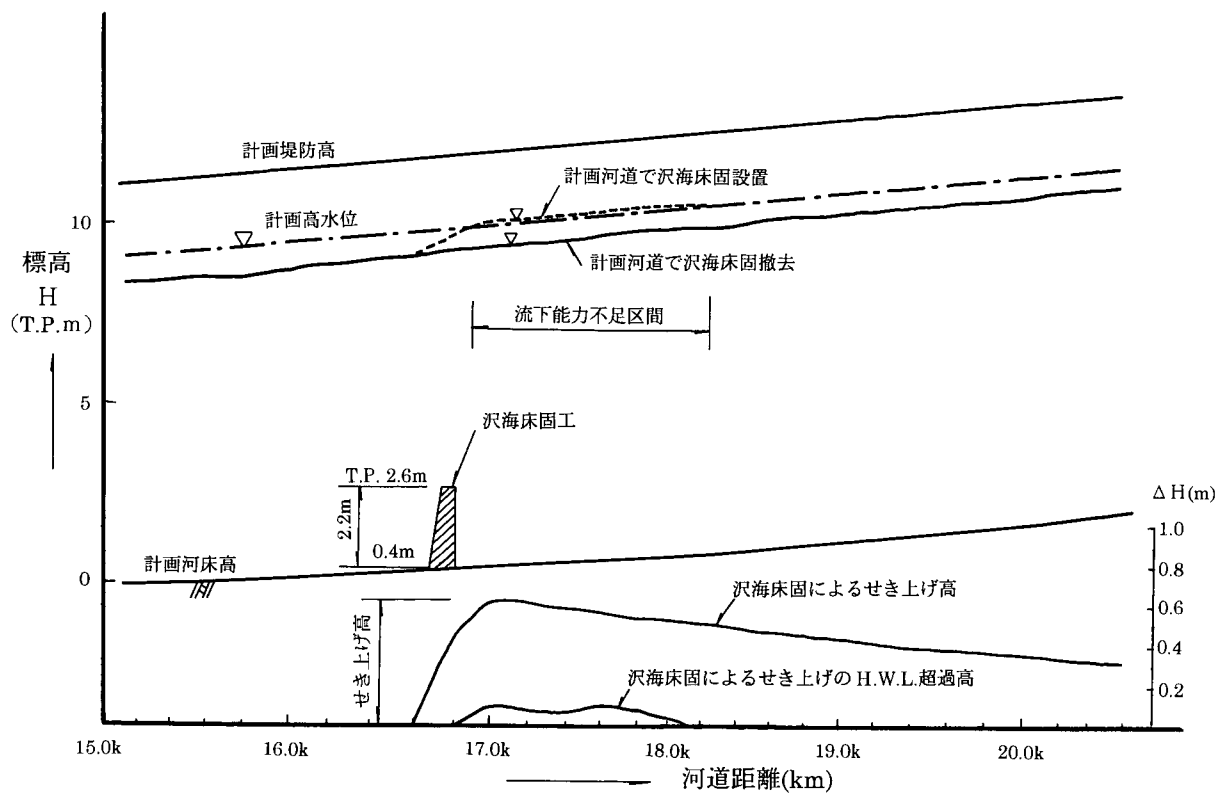


図1.7 現況床固を計画河道（原案）に残した場合の水位及び河床縦断面図

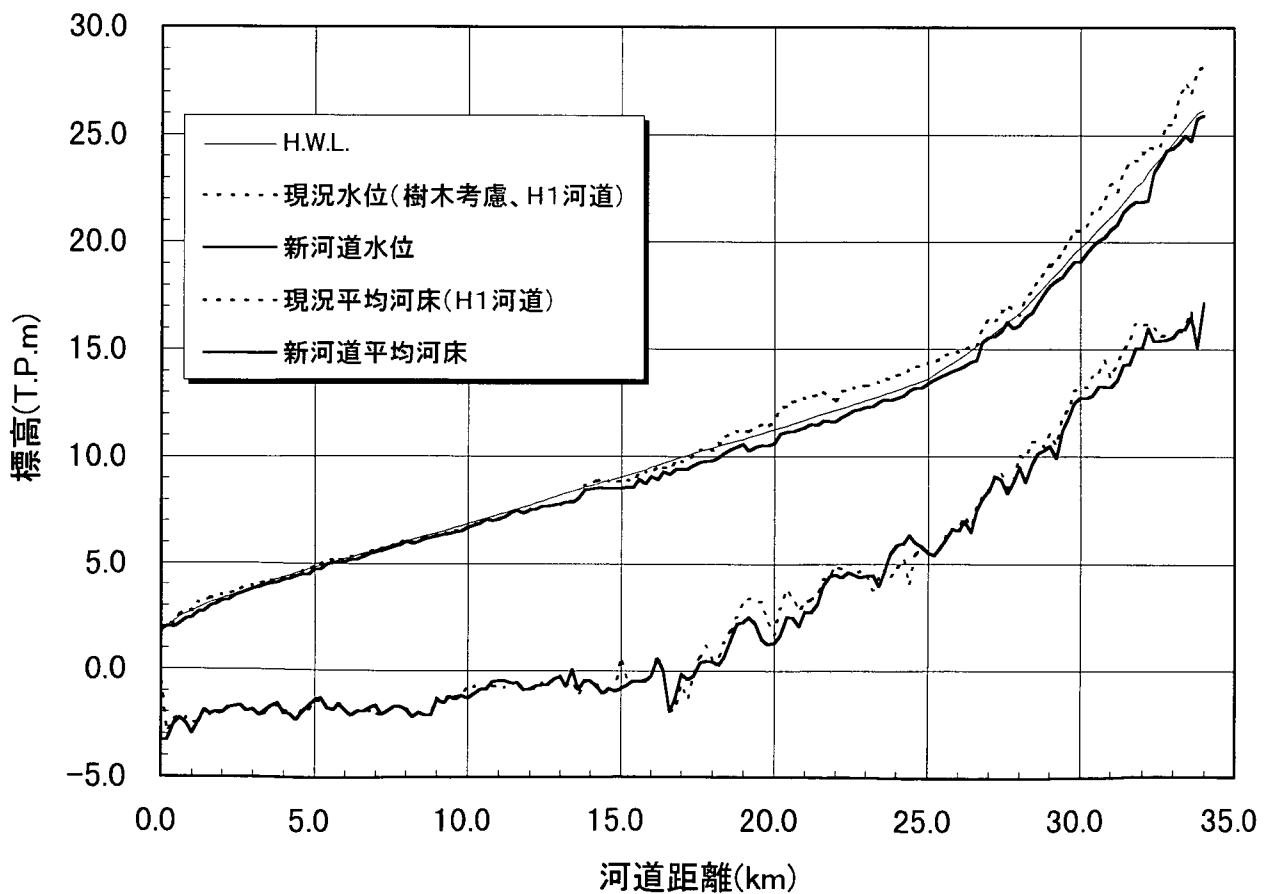


図1.8 現況床固を現況河道に残した場合の水位及び河床縦断面図（樹木群の影響を考慮、 $Q: 13,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ）

沢海床固築造後の床固め関連施設の被害額（昭和26年～昭和62年）は表1.3に示す通りであり、これは約14億円（昭和60年度価格、38,000千円／年）となる。また近年は連続して被災するとともに、被害額も増加している。

以上のような水理的及び構造上の問題により沢海床固の改築が必要となっている。

3) 沢海床固の敷高及び河道平面形の検討

従来の検討において、計画河床高は沢海床固（16.8km）地点でT.P.0.4mとしているが、これでは小阿賀野川への所定の分派が不可能なため、H.W.L.ぎりぎりの水位となるように沢海床固の敷高をかえて固定堰としての可能性を検討した。これより小阿賀野川への所定の分派が確実に可能な沢海床固の敷高はT.P.1.54mであり、計算水位がH.W.L.を超えないような河道の平面形は図1.9、また河床および水面の縦断形は図1.10となる（計画第2案）。

4) 新しい不等流計算による沢海床固の敷高の検討

新河道計画⁵⁾では、治水安全度を確保した上で、河川本来の機能を生かした河川環境に配慮した多自然型川づくりや現況河道特性を尊重した維持管理の容易な河道の諸元を設定することを基本とし、そのための新しい不等流計算法が提案されている。これによって設定された新河道の条件⁶⁾下では、図1.8に示すように沢海床固の敷高が現況のT.P.2.6mでもH.W.L.がクリアできることになる。

1.3 実験の目的

前述のように新河道の条件下では、沢海床固の敷高が現況（T.P.2.6m）であってもH.W.L.がクリアできることになっているが、新河道による新しい不等流計算法の信頼性や今後の河道特性の変化、さらには小阿賀野川への分派量等、不確定要素がまだ数多くあるため、床固めの敷高や河道諸元についてある幅を持たせた上で実験を行うことが必要であると考え、主に以下の点について検討した。

- ① 沢海床固の敷高による上流（中新田地区の水衝部）及び下流区間への河床変動に与える影響
- ② 水衝部対策の必要性及びその工法の検討
- ③ 計画河道法線の妥当性

表1.3 沢海床固関連災害復旧費

直営・ 請負別	No.	工 事 名	工 期	金 額 (千円)		
				当 時	デフレーター (S.55=100)	換 算 額 (55 P)
直 営	1	沢海護岸災害復旧工事	S.28.9～	8,912	17.6	50,636
	2	沢海床留常水路補修工事	S.31.12～	1,720	19.7	8,371
	3	沢海護岸緊急災害復旧工事	S.31.9～	3,750	19.7	19,036
	4	"	S.31.7～	3,750	19.7	19,036
	5	"	S.31.10～	1,170	19.7	5,939
	6	鉄筋コンクリート方格材製作工事	S.31.11～	593	19.7	3,010
	7	沢海床留第1次災害復旧工事	S.32.1～	2,220	19.7	11,269
	8	沢海床留船通水叩災害復旧工事	S.32.11～	2,440	20.8	11,731
	9	沢海床留第2次災害復旧工事	S.32.5～	2,450	20.8	11,779
	10	沢海床留船通水叩災害復旧工事	S.32.11～	3,450	20.8	16,567
	11	材料運船	S.32.5～	61	20.8	293
	12	鉄筋コンクリート方格材製作工事	S.32.3～	1,840	20.8	8,816
	13	沢海護岸工事	S.34.10～	9,926	21.6	45,954
	14	沢海護岸災害復旧工事	S.34.6～	2,150	21.6	9,954
	15	沢海床留補修工事	S.34.7～	467	21.6	2,162
	16	"	S.38.6～	1,587	27.7	5,729
		小 計		46,486		230,332
請 負	17	沢海護岸災害復旧工事	S.41.3～10	19,900	31.7	62,776
	18	"	S.51.11～52.3	17,200	72.9	23,594
	19	沢海護岸災害復旧工事	S.54.12～55.3	39,500	91.3	43,264
	20	沢海床留第2次災害復旧工事	S.56.12～57.3	62,580	101.4	61,716
	21	沢海護岸災害復旧工事	S.57.5～57.9	37,800	101.9	37,095
	22	沢海床留第2次災害復旧工事 (その2)	S.57.3～57.11	202,500	101.9	198,724
	23	沢海床留第1次災害復旧工事	S.57.3～57.10	73,950	101.9	72,571
	24	" (その2)	S.58.1～58.7	91,000	101.1	90,010
	25	" (その3)	S.58.1～58.7	111,400	101.1	110,188
	26	沢海護岸災害復旧工事	S.58.9～59.2	112,400	101.1	111,177
	27	沢海床留第2次災害復旧工事	S.59.5～59.8	23,000	102.5	22,439
	28	焼山岸根固災害復旧工事	S.59.9～60.8	41,000	102.5	40,000
	29	"	S.60.2～61.3	136,000	100.0	136,000
	30	" (その2)	S.60.12～61.3	45,300	100.0	45,300
	31	"	S.61.12～62.3	42,200	99.2	42,540
		小 計		1,055,730		1,097,394
		合 計				1,327,726

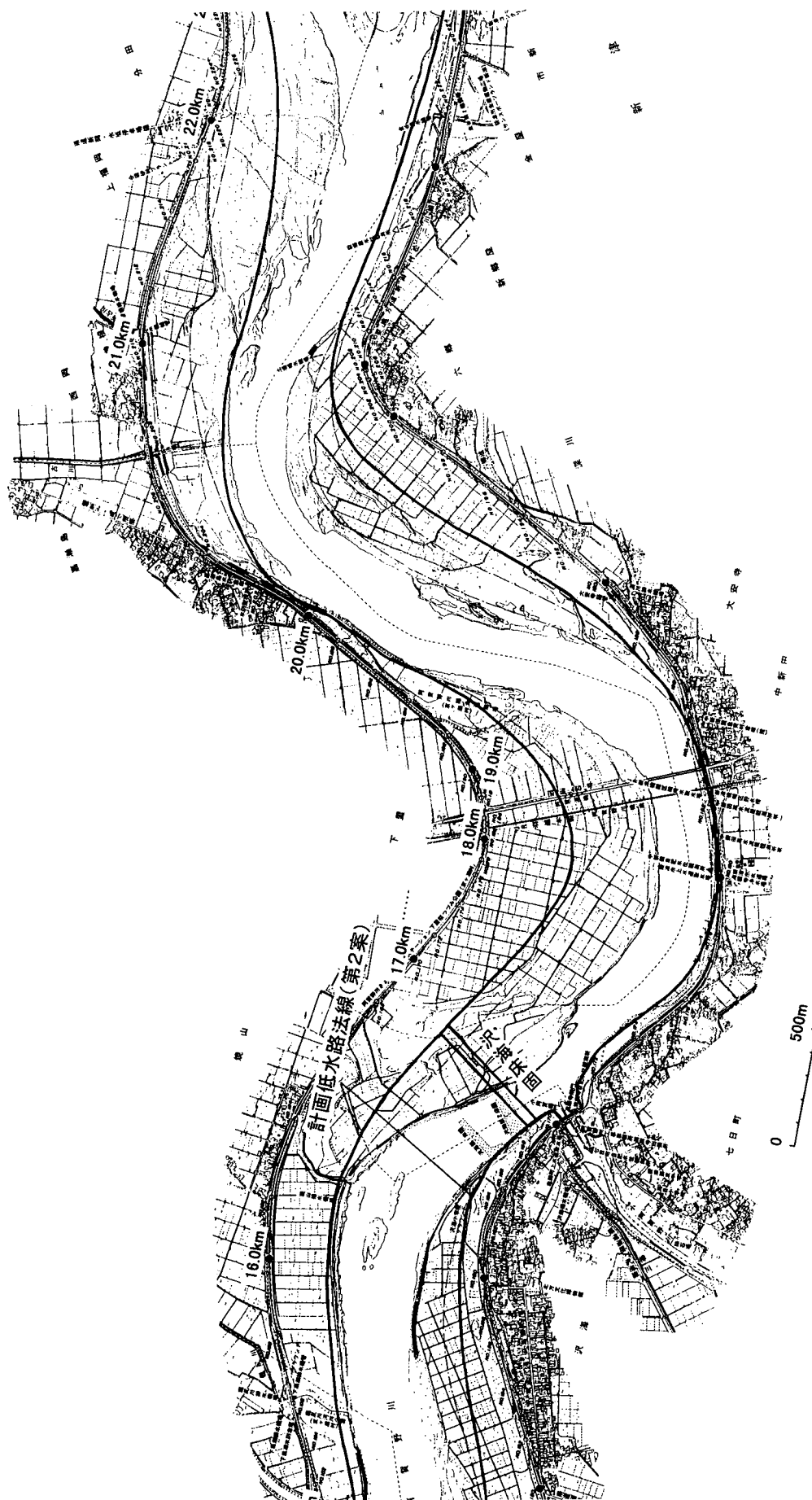


図1.9 計画第2案河道の平面形 (床固敷高T.P.1.54m)

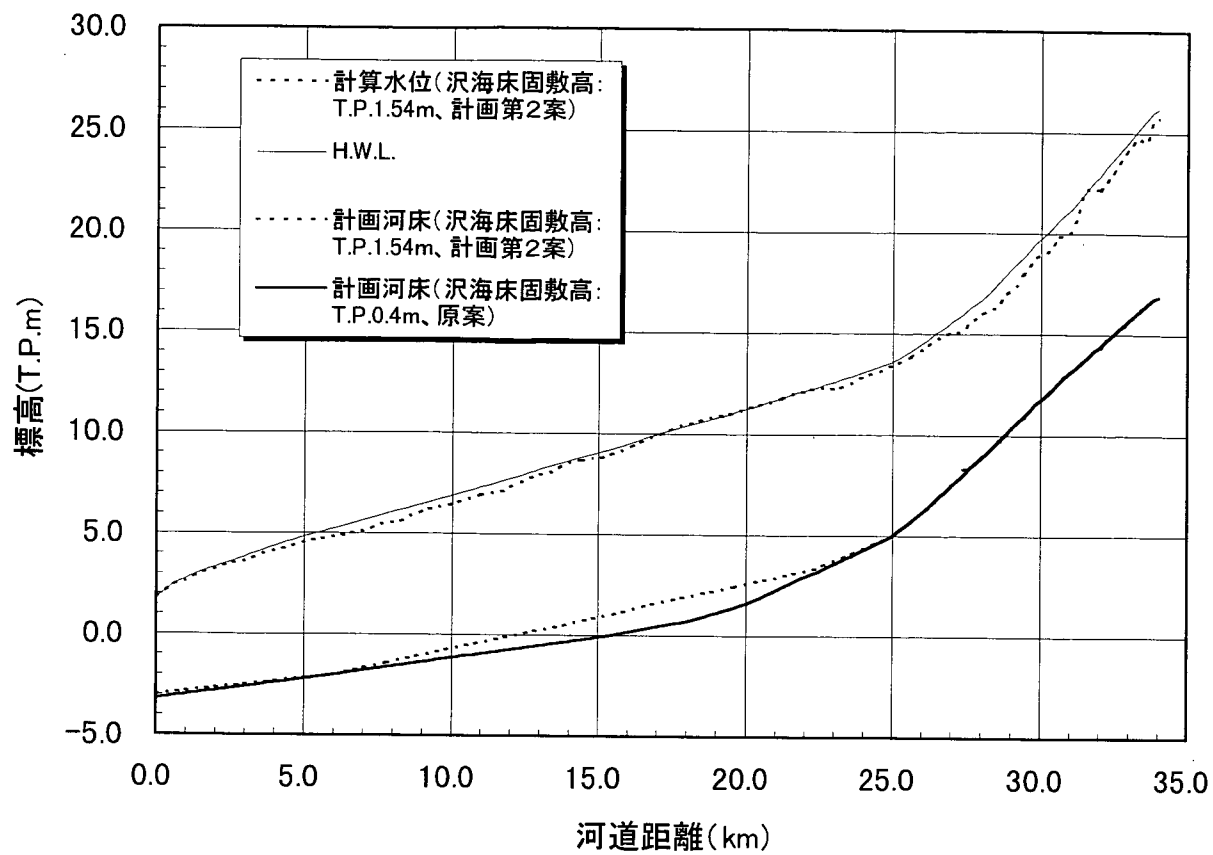


図1.10 計画第2案での水位及び河床高縦断面図 (Q: 13,000m³/s)

第2章 模型及び実験の概要

実験の目的に応じて、模型の種類（固定床模型または移動床模型、模型底質材料の材質及び大きさ）、模型縮尺、通水方法（定流、不定流、流量、通水時間）等が選定される。本実験は河床変動に関する検討が重要であることから移動床模型を用いた。また現地では沢海床固の上下流で河床材料が大きく異なるため、検討対象範囲を沢海床固の下流区間とするか上流区間とするかによって模型移動床材料と模型縮尺を使い分けた。以下に実験及び模型の概要を示す。

2.1 水理模型実験の役割および特徴

模型実験を何故行うかは、一般には実物において起こった現象、あるいは起こるべき現象を知り、予知するためである。河川の水理模型実験における実験手法は、大別して固定床実験と移動床実験に分けられる。固定床実験では、河床がモルタル等の動かない材料で造られた模型を、また移動床実験では、河床が砂等の移動可能な材料で構成された模型を、それぞれ用いて行うものである。その主な特徴は表2.1に示す通りである。

また水理模型実験は、流量の設定方法によって定流実験と不定流実験に分かれる。定流実験は現象の時間変化の過程を重視しない場合、不定流実験は現象の時間変化の過程を重視した場合のそれぞれにおける水理量や流下能力の検討に適している。

以上のように水理模型実験の手法は目的とする現象によって異なるため、その現象を解明するための水理諸量を充分検討し、その上で実験することが重要となる。なお、その他の詳細については山本・高橋（1989）の文献⁷⁾を参照されたい。

表2.1 模型実験の特徴

	主な実験内容	境界条件の与え方		問題となる相似律	費用	備考
		水位及び流量条件の変化	形状の変化			
固定床	水位、流速 流量、流況	易	難	歪の影響 粗度	少	現地河川に大きな変化のないことが前提
移動床	流況、洗掘 堆積	難	易	歪の影響、砂漣 限界掃流力 流砂	多	

2.2 模型の概要

沢海床固より下流区間を対象とした場合の河道模型の縮尺の決め方や模型の概要等の詳細については前報¹⁾で記述しているため、本報告では沢海床固より上流区間の模型縮尺や模型状況についての概要を示す。

河床形態や流水抵抗の相似性を得るには模型上で水の粘性の影響をできるだけ小さくする必要があるため、模型上の河床材料の粒径をなるべく大きくしなければならない（概ね0.6mm程度以上⁷⁾）。また実験施設の給水能力や敷地等に関しても制約があるため、模型の範囲及び縮尺は概ね自ずと決定される。図2.1は、現地及び模型の河床材料を粒度分布として示したもので、現地の河床材料は昭和57と昭和61年の調査結果を単純に平均したものである。粒径1.5mm以下は浮遊砂が卓越するマトリックス集団で、河床変動へ大きく影響を与えるものではないと考えられるため、1.5mm以下の粒径を除いた新たな粒度分布を持つ河床材料を対象とした。模型で粒径が小さ過ぎると前述の理由からあまり相似性が良くないことより、この対象とした現地材料の平均粒径を幾何的に縮小したほぼ均一粒径の砂を河道模型で用いることとした。また沢海床固より下流区間は前報¹⁾で記述したような理由から水平縮尺1/70、鉛直縮尺1/40の模型となっており、模型の下流区間と上流区間接続の容易性も考慮して模型縮尺を決定することとした。以上の制約条件より、模型の縮尺は水平=鉛直=1/70とした。

沢海床固の敷高の影響は床固めの上流区間よりも下流区間の方が大きいことが実験進行中に判明したため、前報¹⁾と同様の石炭粉（平均粒径約0.3mm）を用いた移動床模型（水平縮尺1/70、鉛直縮尺1/40）での実験も行った。

模型は、図2.2に示すように土木研究所の河川模型実験施設（屋外）に製作された。模型の範囲は9.0km～22.0kmの13km区間で、その範囲内の堤防のり面や高水敷等の経年的に地形変化が少なく洪水水中の変動が少ない箇所は、表面を平成元年測量断面形状のモルタルで覆った固定床とした。低水路内を移動床としたが、主に沢海床固より上流区間を検討対象とする場合には、水平及び鉛直の縮尺を同一の1/70にし、平均粒径約0.6mm、水中比重約1.65の通常の砂を河床材料に用いた。また沢海床固下流区間を主に検討対象とする場合には、水平縮尺1/70で鉛直縮尺が1/40の歪模型とし、平均粒径0.3mm、水中比重約0.5の石炭粉を河床材料に用いた。さらに実験ケースによって河道の検討範囲、底質材料の敷設範囲、整形断面形状等を変えることにした（詳細は後述の実験ケースを参照）。

実験水は次のような循環経路を有している。まず水槽（低水槽、46×36×3m）の水をポンプによって高水槽（直径約10m、高さ約3mの円筒状）に揚水する。この高水槽は、実験流量の大小に係わらず一定のエネルギー水頭を保持するように、実験で必要な流量以上の余剰水が低水槽に戻る仕組みを有している。高水槽からの水は給水管を通じて各模型の上流端に設置されている量水槽（流量を測る水槽）へ導かれ、その量水槽とその直上流に設置されたバルブによって所定の流量を河道模型に通水する。模型下流端に水位調節のためのゲート（転倒式）を設け、その後流水は水路を通じて低水槽へと戻る仕組みになっている。

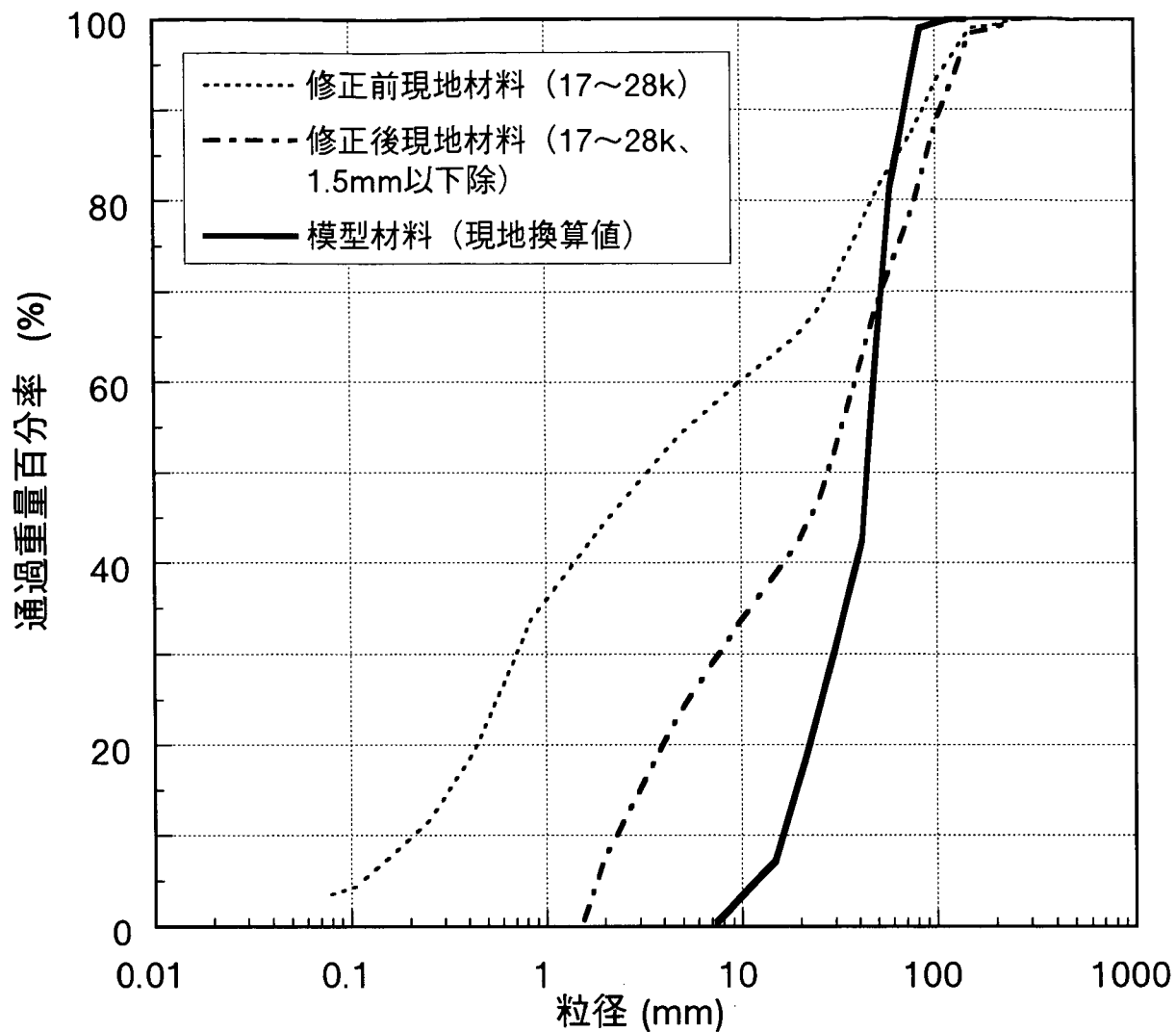


図2.1 現地及び模型の河床材料の粒度分布図

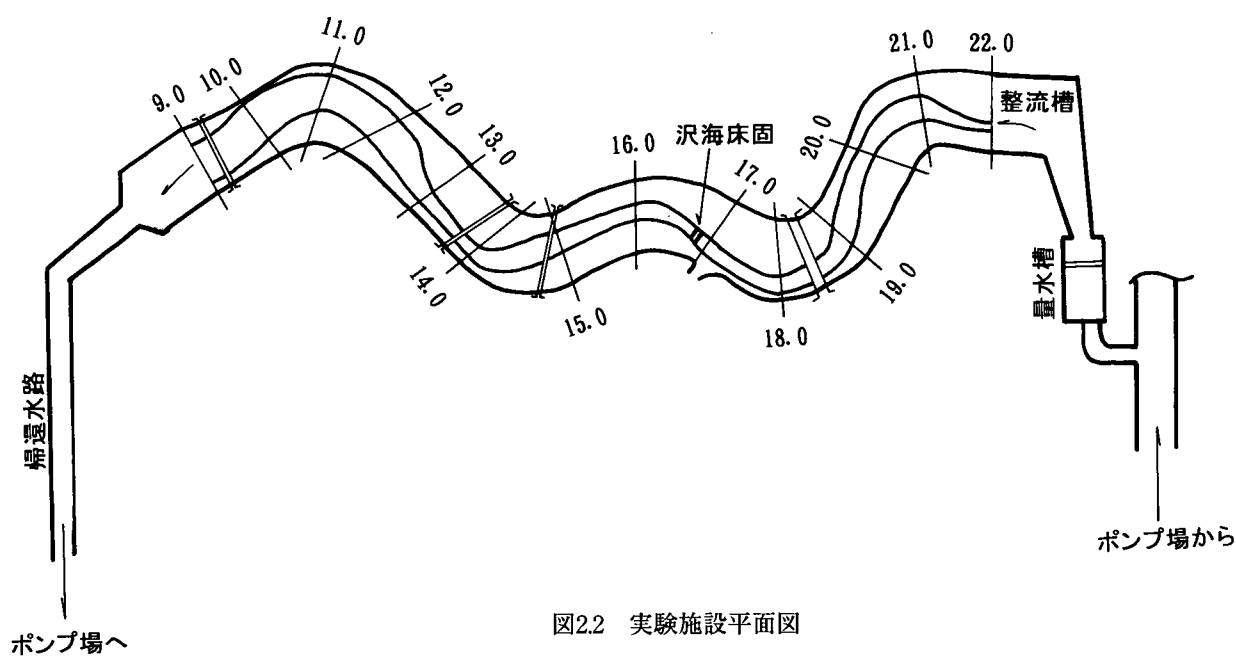


図2.2 実験施設平面図

2.3 相似則

模型実験では全ての現象を再現することは無理であり、その理由は目的とする現象を支配する要素全てを相似にすることが不可能なためである（重力、水の粘性・密度等、人為的に縮小できない要素がある）。したがって、何を目的とするかによって実験の精度や検討方法が違ってくるためこれらを念頭においた実験結果の解釈が重要となってくる。例えば模型で軽量材料である石炭粉を河床材料に用いた場合、通水時間を調節する事によって河床変動量の相似性を得ることができるが、これはあくまでも水理量 τ_* と流砂量 Q_B の関係を $Q_B = a \times \tau_* + b$ で表した場合、 a の値が模型と現地で同一でという前提条件を満足している場合に限る。石炭粉の場合は特に a の値が現地より大きいため、河床高の偏りが大きい場合や構造物周辺の局所現象等を対象とする場合には、結果が過大になることが多い。つまり「構造物から離れた個所の相似性はよいが、構造物近傍の相似性はあまり良くない。あるいはその反対も…」となるため空間的な河床変動分布については精度が若干落ちると考えられる。したがって実験結果を解釈するに当たっては、相対的な判断にならざるを得ない。

移動床模型実験には上記のような問題があるが、流れに関する各物理量の縮尺（フルード則）は模型の縮尺を水平＝鉛直の1/70とした場合（混合砂を用いた実験）以下ようになる。

水平縮尺 (X_r) = 鉛直縮尺 (h_r) : 1/70

断面積縮尺 = $X_r \cdot h_r$: 1/4,900

流量縮尺 = $X_r \cdot h_r^{3/2}$: 1/40,996

流速縮尺 = $h_r^{1/2}$: 1/8.37

時間縮尺 = $X_r \cdot h_r^{-1/2}$: 1/8.37

粗度係数縮尺 = $h_r^{2/3} \cdot X_r^{-1/2}$: 1/2.03

一方、模型の縮尺を水平1/70、鉛直1/40とした場合（石炭粉を用いた実験）の流れに関する各物理量の縮尺は以下のようなものである。

水平縮尺 (X_r) : 1/70

鉛直縮尺 (h_r) : 1/40

断面積縮尺 = $X_r \cdot h_r$: 1/2,800

流量縮尺 = $X_r \cdot h_r^{3/2}$: 1/17,709

流速縮尺 = $h_r^{1/2}$: 1/6.32

時間縮尺 = $X_r \cdot h_r^{-1/2}$: 1/11.07

粗度係数縮尺 = $h_r^{2/3} \cdot X_r^{-1/2}$: 1/1.398

河道模型上では沢海床固を境にその上流と下流で河床材料だけでなく各物理量の縮尺が異なるため、範囲全体を対象に一気に通水した実験を行うことはできない。したがって、目的に応じて用いるモデルを選択し、前述の縮率で縮小した流量を上流から与えることにした。

2.4 実験の概要と実験ケース

実験は、表2.2に示すように5種類に大別される。このうち検証1～実験Ⅲは混合砂を河道模型の底質材料にした縮尺1/70の模型、実験Ⅳは石炭粉を底質材料にした歪み模型（水平縮尺1/70、鉛直縮尺1/40）をそれぞれ用いたケースである。

検証1,2の実験は、河道模型の相似性の検討として、通水流量、通水時間、初期河床形状等の設定条件の妥当性について、主に模型河道の河床変動状況を参考に検討したものである。通水流量は昭和53年6月洪水ピークの $7,870\text{m}^3/\text{s}$ とし（平均年最大流量の $3,900\text{m}^3/\text{s}$ も通水したが、この流量では河床材料が移動しなかった）、この流量を定流で30時間（模型値）通水した。初期河床は、平成5年の定期横断測量の結果を忠実に再現したもの（検証2）と、その平均河床高で平坦としたもの（検証1）の2種類の条件とした。

実験Ⅰは、現況河道において沢海床固の敷高を下げた条件（T.P.0.4m）で行ったものである。通水の流量や時間は検証1,2と同様であるため、これらの実験（床固め敷高T.P.2.6m）と比較することによって、沢海床固の敷高の違いによる河床変動への影響の把握が可能となる。検証実験において上流19.2kmより上流では殆ど河床変動が生じなかったことから、本ケースでは下流の15.0km～19.2km間の低水路内を河床整形の対象範囲とした。この範囲における沢海床固より下流での底質材料は床固め上流のものよりも小さいが、実験の都合上異なる材質の底質材料（混合砂と石炭粉）を同時に模型内で用いることは困難であり、また同一材料を用いても定性的な判断は可能であることから、ここでは対象範囲のすべてに混合砂のみを底質材料に用いた。床固より上流の河床の初期形状については、現地の横断測量成果通りの凹凸を有したケースと平均河床高で平坦としたケースを比較して両者の流況にあまり相違がなかったため（検証実験結果）、実験の容易性等を考慮して平坦河床とすることとした（ただし、床固より下流については平成5年測量の凹凸断面形状に整形した）。

実験Ⅱは、計画河道（第2案）における流況の把握として、特に計画された沢海床固の敷高と低水路法線（図2.3参照）の妥当性について、河床変動を参考に検討したものである。沢海床固は前述のように小阿賀野川への所定量の分流が可能な限界の最低敷高（T.P.+1.54m）と床固め地点の計画河床高（T.P.+0.4m）の敷高の2種類とした。床固の基数は現況河道では2基（第1床固と第2床固）であるが、計画河道では現況の第2床固付近の1基だけとした。なお現況河道と計画河道を比較すると、高水敷では敷高やアンジュレーションにあまり相違はないが、低水路についてはこの相違が大きく、場所によっては現況河床を埋戻すような形になる。現実に計画河床にするために土砂の埋戻しはしないため、低水路は現況河床を対象とすることが現実的であるとして、模型の低水路は混合砂を現況の平均河床高（平成5年測量）に整形した。高水敷については、平面形状は計画であるが高さについては現況（平成元年測量）とした。この模型に、実験Ⅱ-1では実験Ⅰと同一条件の $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ を定流で30時間（模型値）、実験Ⅱ-2、Ⅱ-3では計画高水流量の $Q=13,000\text{m}^3/\text{s}$ を定流で12時間（模型値）通水した。計画河道の実験Ⅱ-1の通水時間を現況河道の実験Ⅰと同じ30時間とした主な理由は、同一の外力条件を入力した場合の比較を容易にするためであり、また実験Ⅱ-2、Ⅱ-3での計画高水流量の通水時間については、

表2.2 実験ケース一覧

ケース No.	模型 縮尺	検討内容	流量 (m³/s)	模 型 条 件				備 考		
				材料	低水路	範囲	敷高			
検証 1	水平 ：1/70 鉛直 ：1/70	模型の相似性の検討 (河床変動、通水流量、 通水時間、初期河床条件)	3,900	混合砂	現況	16.8k ～上	+2.6	平坦河床 (I _b =1/1,500)、0.8時間 (3,900)、30時間 (7,870) 重ね通水		
検証 2			7,870						〃	〃
実験Ⅰ		現況床固め敷高を下げた 場合の影響把握	〃	〃	〃	15.0k ～上	+0.4	15.2～16.8k：凹凸(H5)、17.0～19.2k：平坦 (I _b =1/1,500)、30時間通水		
実験Ⅱ-1		計画河道 (第2案) 床固め敷高及び流量による状況の相違把握	〃	〃	計画	〃	+1.54	〃		
実験Ⅱ-2			13,000	〃	〃	〃	〃	実験Ⅱ-1後に重ね12時間通水		
実験Ⅱ-3			〃	〃	〃	〃	+0.4	実験Ⅱ-2後粗整形し12時間通水		
実験Ⅲ		現況の床固め敷高 (高い) の影響把握	7,870	〃	現況	〃	+2.6	平坦河床 (I _b =1/1,500) 30時間通水		
実験Ⅳ-1	水平 ：1/70 鉛直 ：1/40	石炭粉 模型による床 固下流 の検討	現況の床固め 影響把握	3,900	石炭粉	〃	〃	+2.6	平坦 (I _b =1/1,500)、3,900m³/sを2時間通水、その後7,870m³/sを0.5時間重ね通水	
実験Ⅳ-2			7,870	〃	〃	〃	〃			〃
実験Ⅳ-3			敷高低い場合 の影響把握	3,900	〃	〃	〃	+0.4	〃	
実験Ⅳ-4				7,870	〃	〃	〃			〃
実験Ⅳ-5			15.2～15.8kの 透過水制の効果把握	3,900	〃	〃	〃	〃	〃	
実験Ⅳ-6				7,870	〃	〃	〃			〃
実験Ⅳ-7			低水路法線 修正の効果把握	3,900	〃	〃	〃	〃	〃	
実験Ⅳ-8				7,870	〃	〃	〃			〃
実験Ⅳ-9			固下流 の検討	水制の透過度 の違いによる洗掘防 止効果の把握	1,800	〃	〃	〃	〃	平坦河床 (I _b =1/1,500) 4時間通水 透過度標準水制 (K=10.58)
実験Ⅳ-10					〃	〃	〃	〃	〃	平坦河床 (I _b =1/1,500) 3時間通水 不透過水制 (K=0)
実験Ⅳ-11					〃	〃	〃	〃	〃	平坦河床 (I _b =1/1,500) 3時間通水 透過度中上水制 (K=5.26)
実験Ⅳ-12					〃	〃	〃	〃	〃	平坦河床 (I _b =1/1,500) 3時間通水 透過度中下水制 (K=2.08)

※) Q=1,800m³/s : 融雪洪水ピーク流量Q=3,900m³/s : 平均年最大流量Q=7,870m³/s : 昭和53年6月洪水ピーク流量Q=13,000m³/s : 計画高水流量

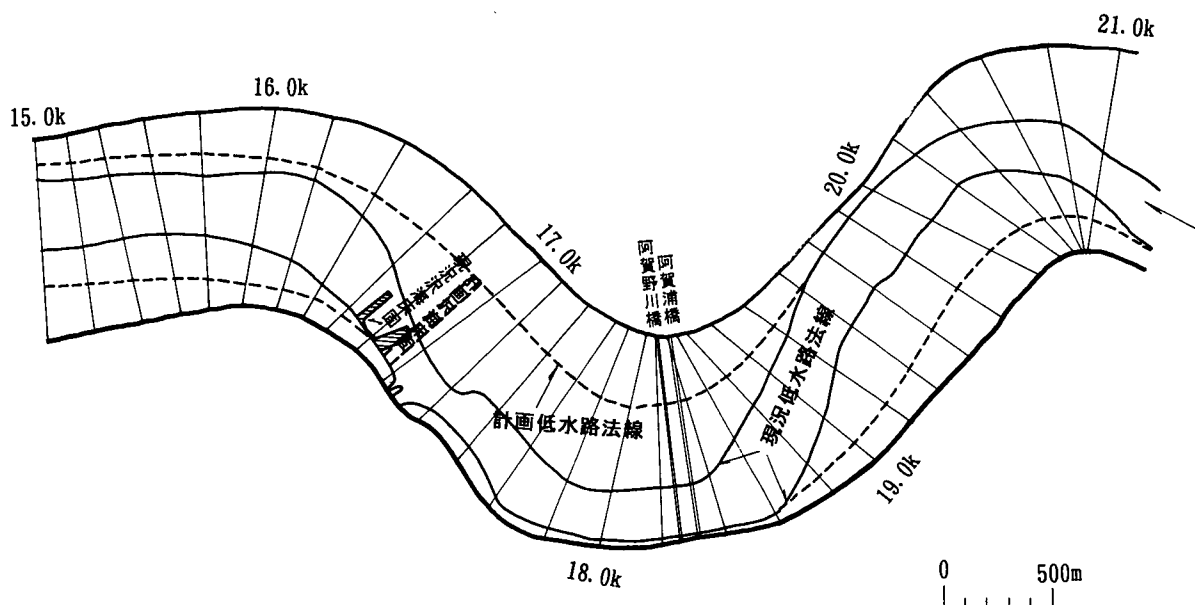


図2.3 低水路法線形状（現況と計画第2案の比較）

実験Ⅱ-1と河床変動量が同一となるようにあらかじめ試算して決定した^{参考1)}。

沢海床固の影響はその上流区間よりも下流区間の方が大きいことが検証実験と実験Ⅰ（敷高T.P.2.6mと敷高T.P.0.4m）との比較により予測されたが、これは両者の対象範囲は同一ではないため（検証実験では床固より上流のみであるが、実験Ⅰでは床固の上流だけでなく下流区間も検討対象とした）、より正確に把握するためには、敷高の高い条件で（T.P.2.6m）沢海床固の下流区間も対象とした実験を行う必要がある。実験Ⅲは以上の位置付けの下に検討したものである。なお初期河床及び通水流量の条件は実験Ⅰと同様である（床固より下流に限って、実験Ⅰでは凹凸断面、実験Ⅲでは平坦断面が相違点）。

実験Ⅳは、沢海床固より下流区間を対象とした石炭粉を底質材料に用いた現況河道実験である。実験Ⅰ～実験Ⅲまでの混合砂を用いた実験によって沢海床固の敷高を低くすると15.8k付近の低水路湾曲外岸の水衝部が助長されることが定性的に分かったが、対策を考えるに当たっては定量的な検討を行う必要性があり、本実験では河道模型内の底質材料を混合砂から石炭粉に入れ替えて実験した。この模型は、鉛直縮尺が1/40、水平縮尺が1/70である。混合砂を用いた実験Ⅲまでの河道模型は鉛直縮尺＝水平縮尺の1/70であったため、実験に先立って模型の改造を行った。通水方法は、実験Ⅳ-1～Ⅳ-8では、流量 $Q=3,900\text{m}^3/\text{s}$ を2時間（模型値）通水後に流量 $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ を0.5時間（模型値）重ねて通水した。実験Ⅳ-9では流量 $Q=1,800\text{m}^3/\text{s}$ を4時間（模型値）、実験Ⅳ-10～12では同一流量を3時間（模型値）通水した。

以上の各実験の流量や通水時間等の条件の決定に当たっての根拠は、基本的には前報¹⁾と同様に、河道特性を支配する代表的な流量を定流として動的平衡に達するまで通水させる方法とした。河道計画上種々の対応策を考えるにあたっては、安全側の結果を得ることが重要であることより、このような過大な外力を与えることとした。なお、通水中は上流端からの河床材料の補給はしなかった。

表-参考1 通水時間を決めるための流砂量計算結果

河道区間	粒径 d (m)	粒径 割合 r	水深 R (m)		水面勾配 lw	無次元掃流利力 τ^*		無次元流砂量 q_{B*}		流砂量比 $r \sum q_{B*}$	模型通水時間 T (hr)		平均通水時間 (13,000m ³ /s) (hr)
			7,870m ³ /s	13,000m ³ /s		7,870m ³ /s	13,000m ³ /s	7,870m ³ /s	13,000m ³ /s		7,870m ³ /s	13,000m ³ /s	
17~18km	0.021	0.2	7.4	10.1	0.00042	0.090	0.122	0.00072	0.00183				
	0.033	0.2	7.4	10.1	0.00042	0.057	0.078	0.00019	0.00047				
	0.054	0.2	7.4	10.1	0.00042	0.035	0.048	0	0				
	0.078	0.2	7.4	10.1	0.00042	0.024	0.033	0	0				
	0.120	0.2	7.4	10.1	0.00042	0.016	0.021	0	0				
								$\Sigma 0.00091$	$\Sigma 0.00231$	0.393	30	11.8	
18~19km	0.021	0.2	7.7	10.4	0.00037	0.082	0.111	0.00056	0.00137				
	0.033	0.2	7.7	10.4	0.00037	0.052	0.071	0.00014	0.00035				
	0.054	0.2	7.7	10.4	0.00037	0.032	0.043	0	0				
	0.078	0.2	7.7	10.4	0.00037	0.022	0.030	0	0				
	0.120	0.2	7.7	10.4	0.00037	0.014	0.019	0	0				
								$\Sigma 0.00070$	$\Sigma 0.00172$	0.406	30	12.2	
19~20km	0.021	0.2	7.7	10.4	0.00047	0.104	0.141	0.00114	0.00281				
	0.033	0.2	7.7	10.4	0.00047	0.066	0.090	0.00029	0.00072				
	0.054	0.2	7.7	10.4	0.00047	0.041	0.055	0	0.00017				
	0.078	0.2	7.7	10.4	0.00047	0.028	0.038	0	0				
	0.120	0.2	7.7	10.4	0.00047	0.018	0.025	0	0				
								$\Sigma 0.00143$	$\Sigma 0.00370$	0.388	30	11.6	11.9

参考1)

表-参考1に示すように、流量Q=7,870m³/sの実験（実験Ⅱ-1）の水深及びエネルギー勾配のデータから各粒径毎（模型の底質材料）の掃流砂量を τ 、の3乗に比例すると仮定して求め、この30時間分の総掃流砂量と同一となるように流量Q=13,000m³/sでの通水時間を試算すると約12時間となる。

前記の実験の測定項目や測定方法はケースによって異なるが、概要を示すと次のようである（表2.3参照）。

●水位測定

ポイントゲージ（土研式水面測定器）を指定断面の中央にセットし、通水開始直後と通水終了直前の他に中間の1～4時点で水位を測定した。

●流況観察

主流部、流線、分流境界線、水衝部、死水域等の特性について、目視による観察スケッチ及び上空からの写真撮影等を行った。

●河床高測定

通水前後に低水路内の200mピッチの測定断面を対象として、横断方向10cm（模型値）間隔でスケールを用いて横断測量を行った。

●流向流速測定

実験Ⅳ-1～Ⅳ-12のケースにおいて、水表面（模型で表面下2cmの所）での流速を電磁流速計（2次元）を用いて計測した。測定時間間隔0.05秒（模型値）で3秒間（模型値）の収録を1回とし、1測定点当たり3～5回測定し、その平均値を採用した。

表2.3 測定方法一覧

ケース NO.	水位測定		河床高測定		流向流速測定	
	測定断面	測定時期	測定断面	測定時期	測定断面	測定時期
検証 1	16.6～21.8k 間の 200m ピッチの断面	0.5, 1.5, 6.0, 23.5, 29.5hr	17.0～22.0k間の200m ピッチの断面	通水前後	—	—
検証 2	〃	0.5, 2.0, 5.3, 22.5, 26.0, 29.0hr	〃	〃	—	—
実験Ⅰ	15.2～19.2k 間の 400mピッチ断面 の他 20.0, 21.0, 21.8k	0.5, 3.0, 6.0, 24.0, 27.0, 29.0hr	15.2～19.2k 間の 200mピッチの断面	〃	—	—
実験Ⅱ-1 ～3	〃	〃	〃	〃	—	—
実験Ⅲ	15.2～18.4k 間の 400mピッチ断面 の他 16.6, 19.2, 20.0, 21.8k	〃	〃	〃	—	—
実験Ⅳ-1 ～8	15.2～16.8k 間の 400mピッチ断面 の他 16.6, 17.0, 17.4, 17.8k	10, 60, 100min	15.2～17.6k 間の 200mピッチの断面	〃	3,900m ³ /s : 15.2～16.8k の 200m ピッチ, 7,870m ³ /s : 15.8, 16.0k	通水終了 直前
実験Ⅳ-9 ～12	〃	通水終了直前	実験Ⅳ-1～8と同一、その 他水側周辺も詳細に測定	〃	15.2～16.8k 間の 200m ピッチ	〃

第3章 模型の検証

本実験に先立ち、通水流量、通水時間、初期河床形状等の各条件が妥当であるかを検討するために検証実験を行った。数多くの条件で実験を行うことはあまり合理的ではないため、試行錯誤的に2ケースに絞って実施した。

3.1 模型条件

検証1の実験では、沢海床固より上流の低水路内に混合砂（平均粒径 $d_m=0.6\text{mm}$ 、 $\sqrt{d_{84}/d_{16}}=2.0$ ）を敷き詰め、これを平成5年測量の低水路平均河床高の縦断勾配1/1,500の平坦（17.0kmの河床高：T.P.-0.9m）に整形した。通水流量は平均年最大の $Q=3,900\text{m}^3/\text{s}$ の定流としたが、この流量では河床材料粒径との関係から平均的にはあまり移動しないが、偏流や流れの集中などによって局所的には河床変動が生じることが考えられた。しかし、実際に通水すると河床変動は局所的にも発生しなかったため、約50分（模型値）通水後に $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ （昭和53年6月洪水ピーク流量）に流量を増大させ定流で流した。流量 $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ の通水時間は30時間（模型値）としたが、これは河道内6カ所の（17.2k, 17.8k, 18.2k, 18.6k, 20.0k, 20.4kの各断面の外岸側1点）河床高経時変化を参考に動的平衡状態になるまでの所要時間を検討して求めた値である。下流端の水位の設定位置を16.6k地点とし、その下流に設置された調節ゲートによって指定水位（平成元年測量断面での不等流計算結果； $Q=3,900\text{m}^3/\text{s} \rightarrow \text{T.P.}+4.8\text{m}$ 、 $Q=7,870\text{m}^3/\text{s} \rightarrow \text{T.P.}+6.9\text{m}$ ）を設定した。

検証2では、検証1で湾曲外岸側（中新田地区）の洗掘が洪水中に殆ど進行しないことを考慮して、沢海床固～19.0km間の通水前の低水路河床形状を現地の横断測量成果（平成5年測量）に忠実に合わせた条件とした。つまり、通水前から湾曲外岸側では内岸側よりも洗掘されている条件とした。

3.2 検討結果

本実験では河床変動にとって支配的な項目、特に流量や河床の条件が妥当かどうかを検討した。具体的には、河床変動特性の空間分布が流量や初期河床形状の条件によってどのように違うかを定性的に比較検討した。

図3.1は、検証1における通水前後の洗掘及び堆積の平面分布状況を示したものである。また写真3.1は、同実験の通水30時間後の河床状況を示したものである。同図及び写真より全体的な河床変動量は少なく、特に18.4kmより上流の区間ではほとんど河床材料が動かない部分が多く存在する。全体の河床変動量が少ないのは掃流力が小さいため当然であるが、中新田地区湾曲

部（18km付近左岸）では予想に反して外岸側に偏った流れや洗掘が顕著に見られない。また17.2km近傍の低水路右岸の河岸前面での洗掘が現地より著しく大きい（図3.2参照）。現地の空中写真（写真3.2）を見ると、当該地点の直上流右岸には植生の繁茂した砂州が存在しており、模型のような高水敷をえぐり取ったような平面形状にはなっていない。このことが模型の17.2km近傍で過大な河床変動状況を示した主な原因と考えられる。

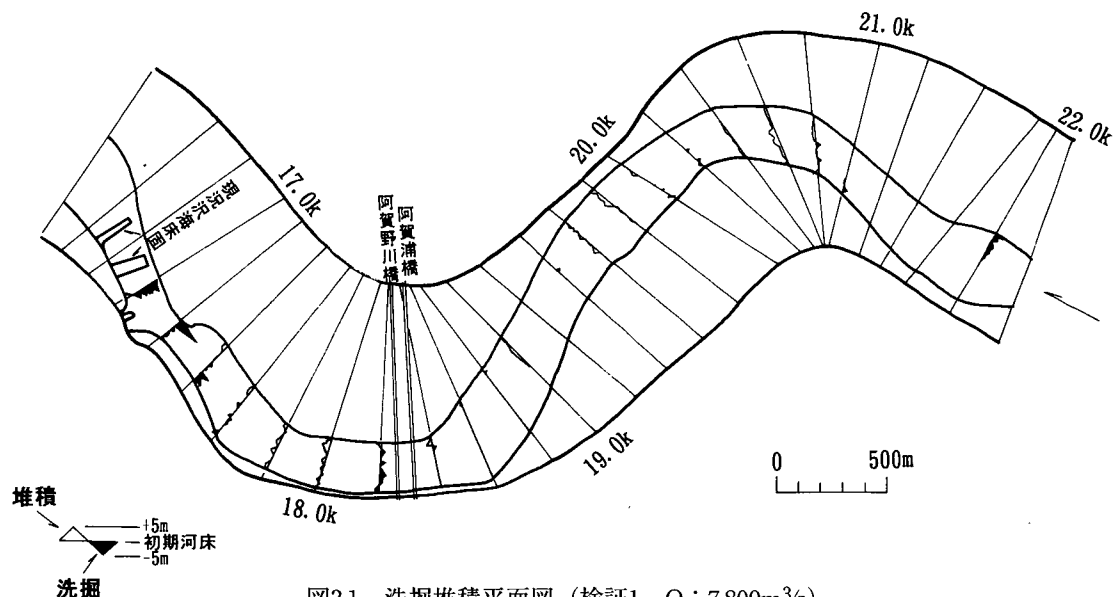


図3.1 洗掘堆積平面図（検証1、 $Q: 7,800\text{m}^3/\text{s}$ ）

検証2では、検証1の実験結果を踏まえ沢海床固～上流19.0km間については平成5年度測量断面とし（19.0km～22.0kmは縦断勾配1/7,000の平坦河床とした）、17.4km付近の右岸前面河床については碎石によって固定した条件にした。図3.3は17.0km～19.2km間の河床横断形状について検証2、検証1、初期河床（≡平成5年測量断面形状）を比較したものである。これによると検証2における17.2km低水路右岸の河岸前面の洗掘は現地とはほぼ同様の値を示しており、碎石により固定したことの妥当性が確認できる。一方、全体的な河床変動状況については、検証1と同様であり初期河床の凹凸の有無にあまり関係しないことが分かった。

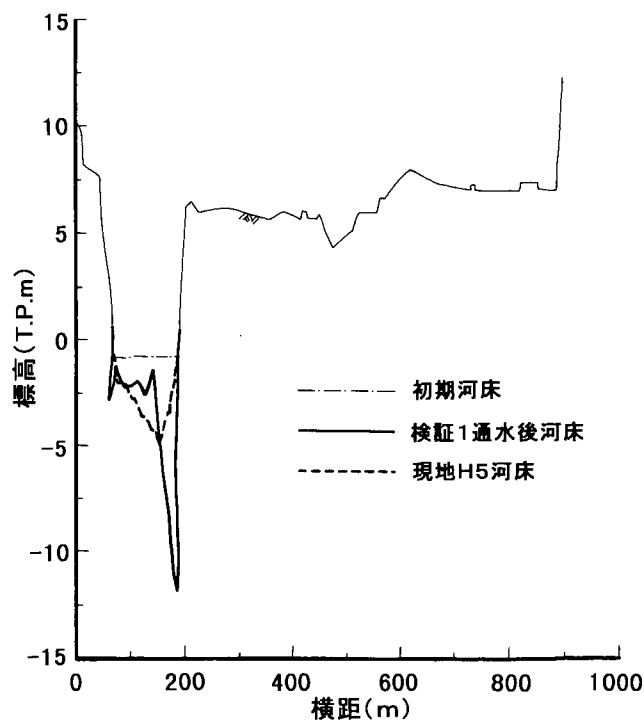


図3.2 河床横断形状比較図（17.2km、現況と検証1、）

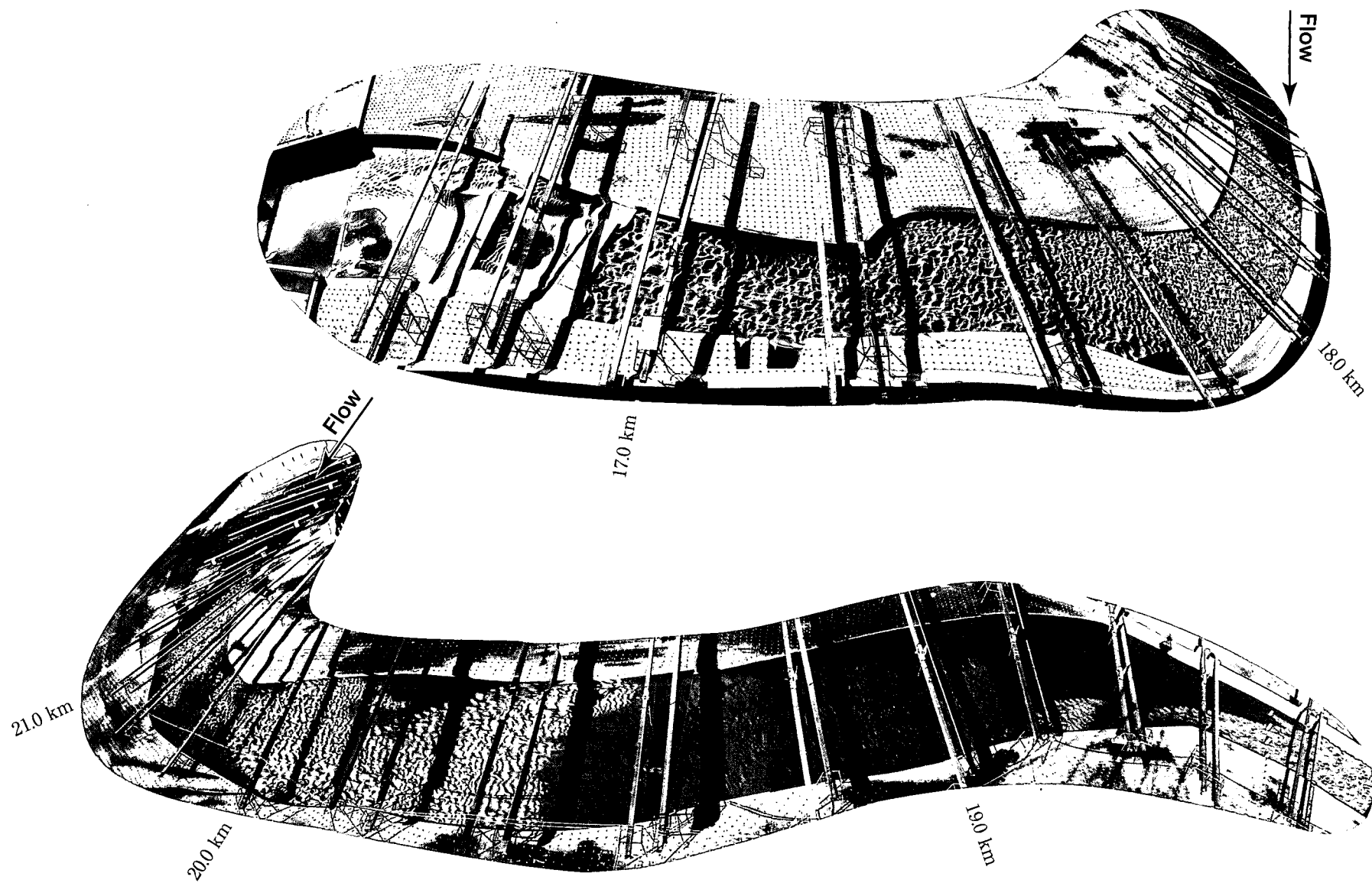


写真3.1 通水後河床状況写真（検証1、 $Q: 3,900\text{m}^3/\text{s}$ ）

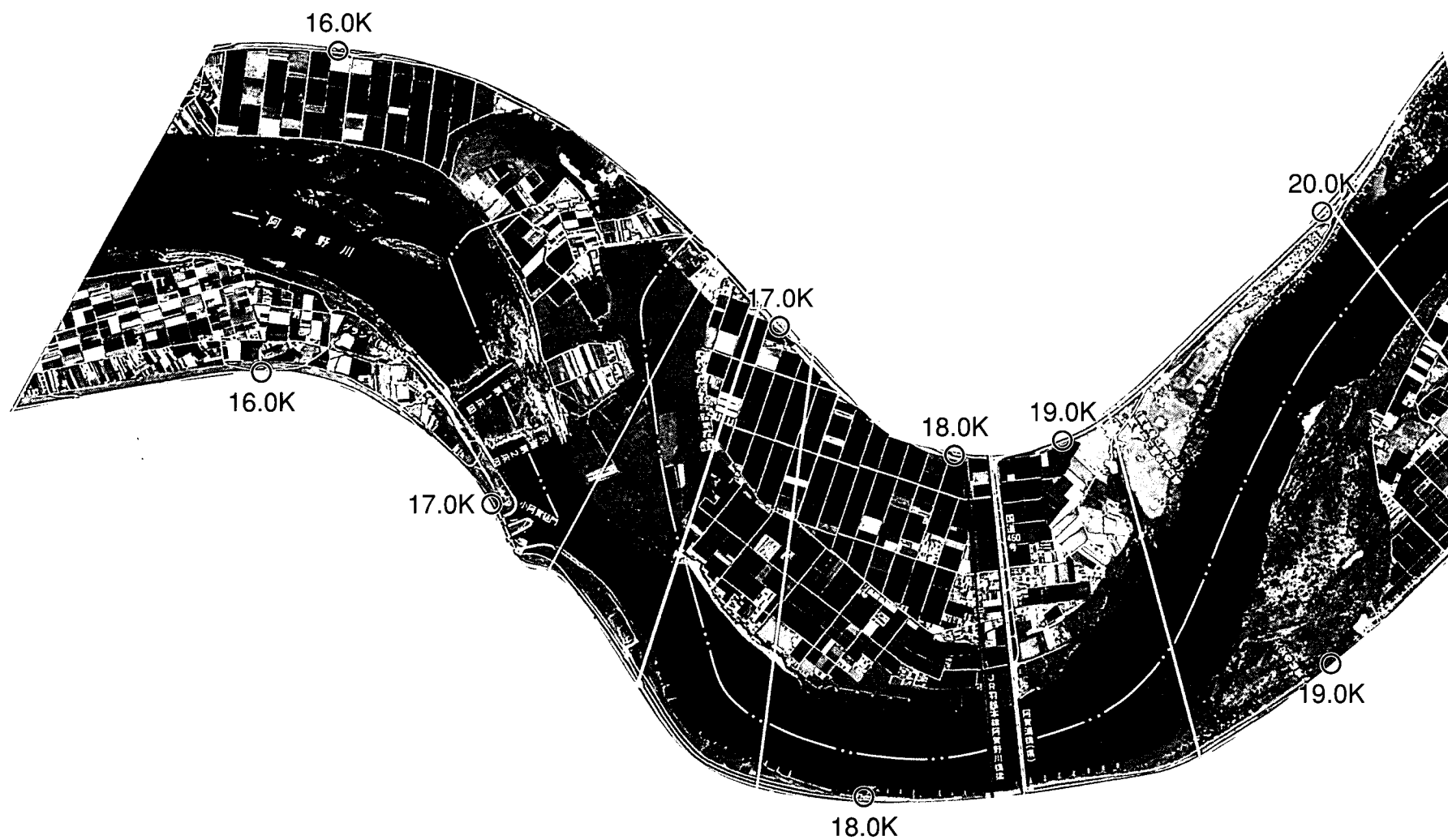


写真3.2 現地の空中写真

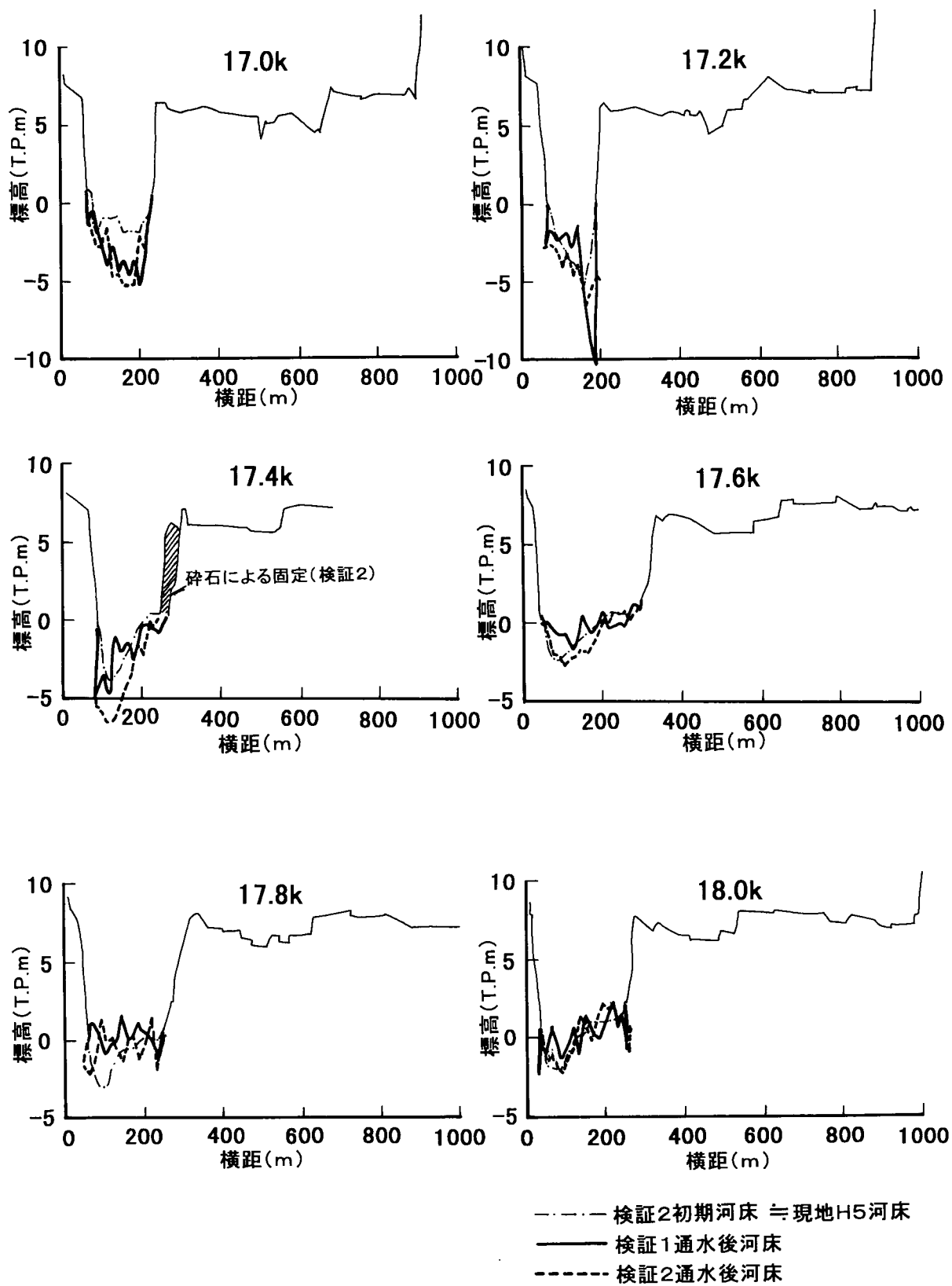


図3.3 (1) 河床横断形状比較図 (17.0~18.0km、現況と検証1と検証2、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$)

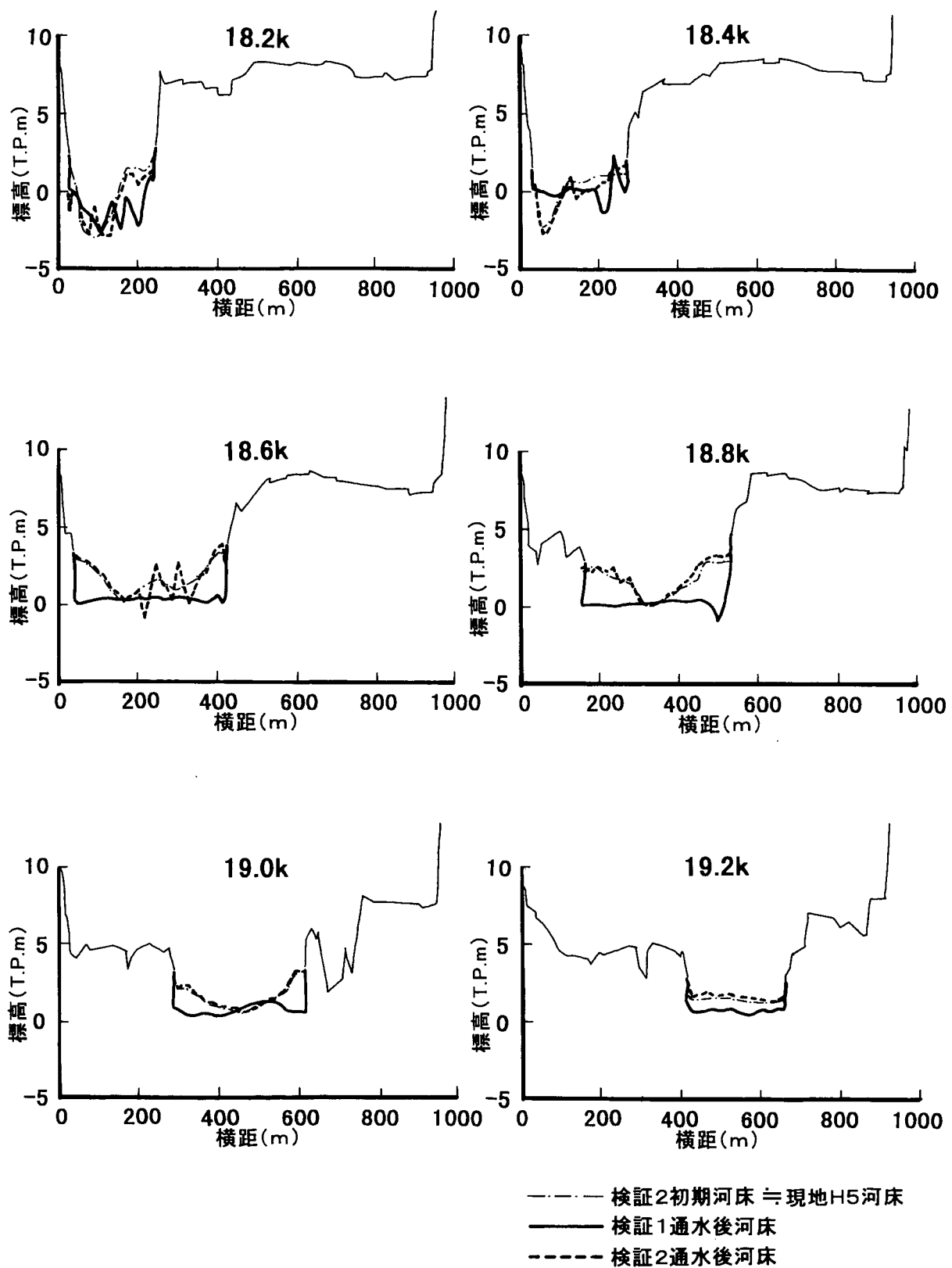


図3.3 (2) 河床横断形状比較図 (18.2~19.2km、現況と検証1と検証2、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$)

以上のように、昭和53年洪水を対象としたにもかかわらず平成5年度の河床条件とし定流で行った理由は次のようである。つまり当該区間では、洪水発生当時の河床と平成5年度の河床は異なるものの（平成5年度の方が河床が低い）、砂利採取による河床低下によって洪水時にも河床材料の動きが殆ど生じないことは、どちらの河床条件でも同じであるため（平均年最大流量時の無次元掃流力はどちらの河床条件でも平均的には限界掃流力程度以下である）、河床条件や流量を正確に設定する必要性はあまりないと考えた。また洪水前（昭和51年）の測量断面データに不備があった（湾曲部のデータがほとんどなかった）ことも理由の一つである。

3.3 検討結果のまとめ

沢海床固の敷高及び河道が現況の場合には、既往最大の流量 $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ を定流で、河床がほぼ平衡安定形状になるのに十分な時間（模型で30時間）流しても、多くの場所で河床の動きは不活発であり、床固上流に位置する中新田の湾曲外岸部においても洗掘の形成・進行はほとんどないといえる。これは、近年の砂利採取によって河床低下や河床勾配の緩和さらにアーミング化が生じ、河床材料を動かす掃流力が小さく、現在の河道は本来の河道特性（セグメント2-1）を有していないことが主な原因と考えられる。中新田の湾曲外岸部の洗掘も現状の河道条件で形成されたものでなく、昔に形成された洗掘形状が残存している可能性を指摘できる。

また、17.4km付近の低水路右岸法線を検証2の条件のようにスムーズにする（固定床と移動床の境界位置を変更）ことが妥当と考えられ、以降の実験ではそのように修正した。

第4章 現況河道における沢海床固の敷高の影響

現況河道において沢海床固を現在の構造のままでその敷高をT.P.1.54m以下に下げることが小阿賀野川への分流を考えると不可能ではあるが、敷高を下げることの河道への影響、特に河床変動に与える影響を検討するには、過大な条件で行った方が検討が容易である。そこで、床固の敷高を、現況のT.P.2.6m（この値は第2床固であり、第1床固の敷高はT.P.2.1mである）と、この地点の計画河床高に等しいT.P.0.4m（第1床固=第2床固）の2種類の敷高について実験を行った。

この検討に用いた模型は、混合砂を用いた縮尺1/70の移動床と石炭粉を用いた歪縮尺（水平縮尺：1/70、鉛直縮尺：1/40）の2種類であり、検討対象範囲は河床変動への影響を考慮して床固より下流も含めた15.0km～19.2kmとした。なお、水制の無い河道条件とした。

4.1 混合砂模型（ $H=V=1/70$ ）での実験による検討結果（実験Ⅰと実験Ⅲの比較）

実験Ⅰと実験Ⅲでは沢海床固の敷高のみが異なるため（床固下流の初期河床条件は違うが、平均河床高は同一である）、両ケースの結果を比較することによって沢海床固敷高の河床変動に与える影響を把握できる。

図4.1は通水後の平均河床高及び通水終了直前の水位の縦断分布について両ケースを比較したものである。これより、床固敷高の低い方が高い方に比べ、床固上流側で河床が低く、床固下流側では高くなる傾向を示す。つまり敷高の低い方が写真4.1に示すように床固敷高と周辺河床高の差は小さくなる。また、15.0～16.4km間での平均河床高は両ケースで殆ど同じになっているにもかかわらず、水位については床固敷高の低い方が約50cm高くなっている。これは床固敷高の低い方がrippleの発達が卓越（波高の高い河床波が形成されている。写真4.1参照）し、河床の抵抗が大きくなった結果と考えられる。

図4.2は最深河床高について図4.1と同様に整理したものである。これより下流15.8km付近では床固敷高に関わらず平均河床高はほぼ一定であるが、最大洗掘については床固敷高の低い方が大きくなっている。これは、図4.3に示すように15.6～16.0kmの湾曲外岸沿いでの深掘れの発生であり、護岸被災の危険性が懸念される。本ケースではこの箇所に対策工を施していないが、現地では透過水制を計画しており（H3からH6の実験による検討から得られた水制案）、この水制の効果についての把握が重要となってくる（この件については後述の実験Ⅳ-9～Ⅳ-12で検討した）。一方、床固の敷高を低くした場合には、床固の直上流（17.4kmまで）での局所洗掘の規模は大きくなるものの（図4.3参照）、その上流に位置する中新田地区の湾曲外岸側までは洗掘が及んでいない。

以上のように、沢海床固の敷高をT.P.0.4mに下げても、中新田地区の湾曲外岸側の洗掘が進行することはなく、むしろ床固下流の15.8km湾曲外岸側で水衝部の形成が懸念されることが分

かった。この結果は混合砂を模型河床材料に用いた実験の場合であるため、沢海床固より下流区間での河床変動の相似性は定量的にはあまりよくないが、床固敷高の違いによる相対的な現象の把握は十分と考えられた。床固下流の河床変動についてさらに詳細な検討をするには、石炭粉を用いた模型による追加実験によって定量的に判断する必要があると考えられた。

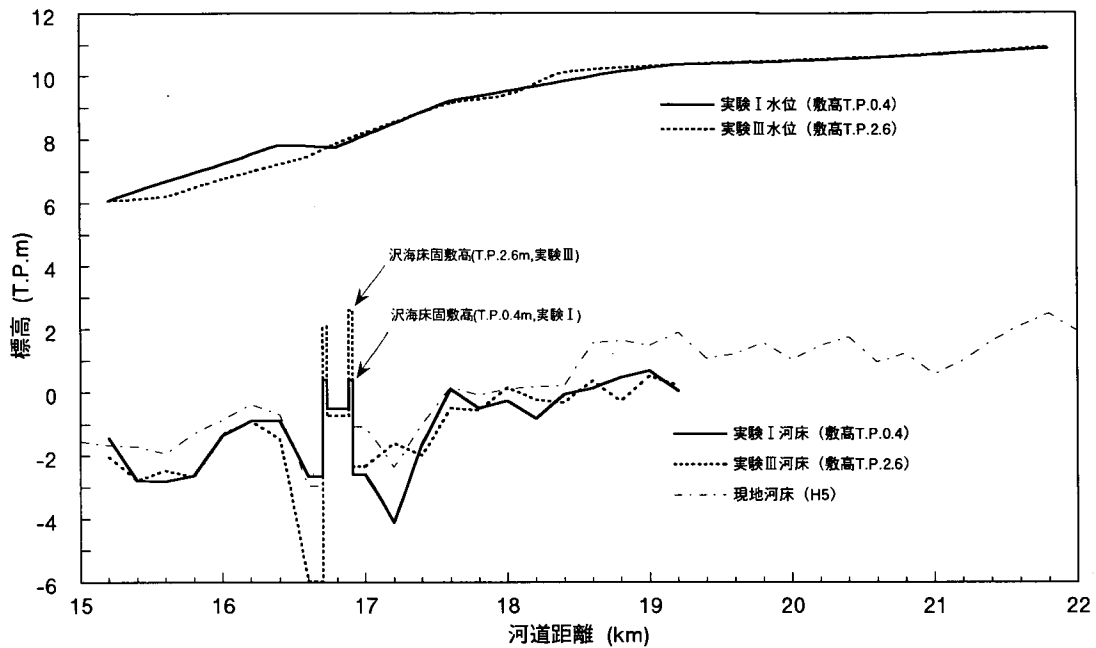


図4.1 水位及び平均河床高の縦断状況比較図 (実験Ⅰと実験Ⅲ、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$)

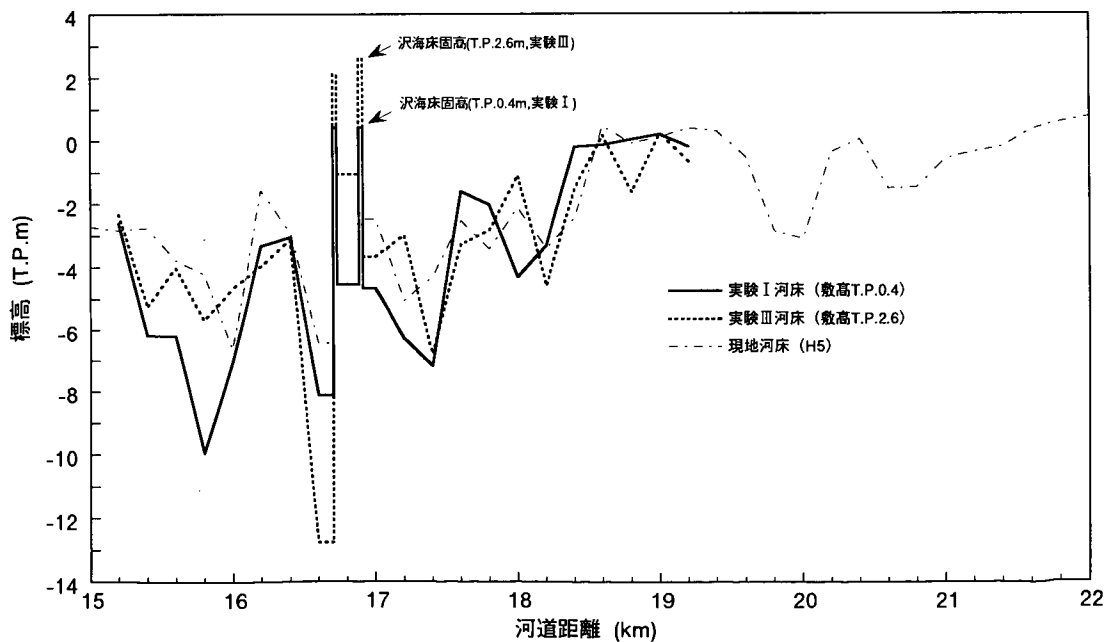
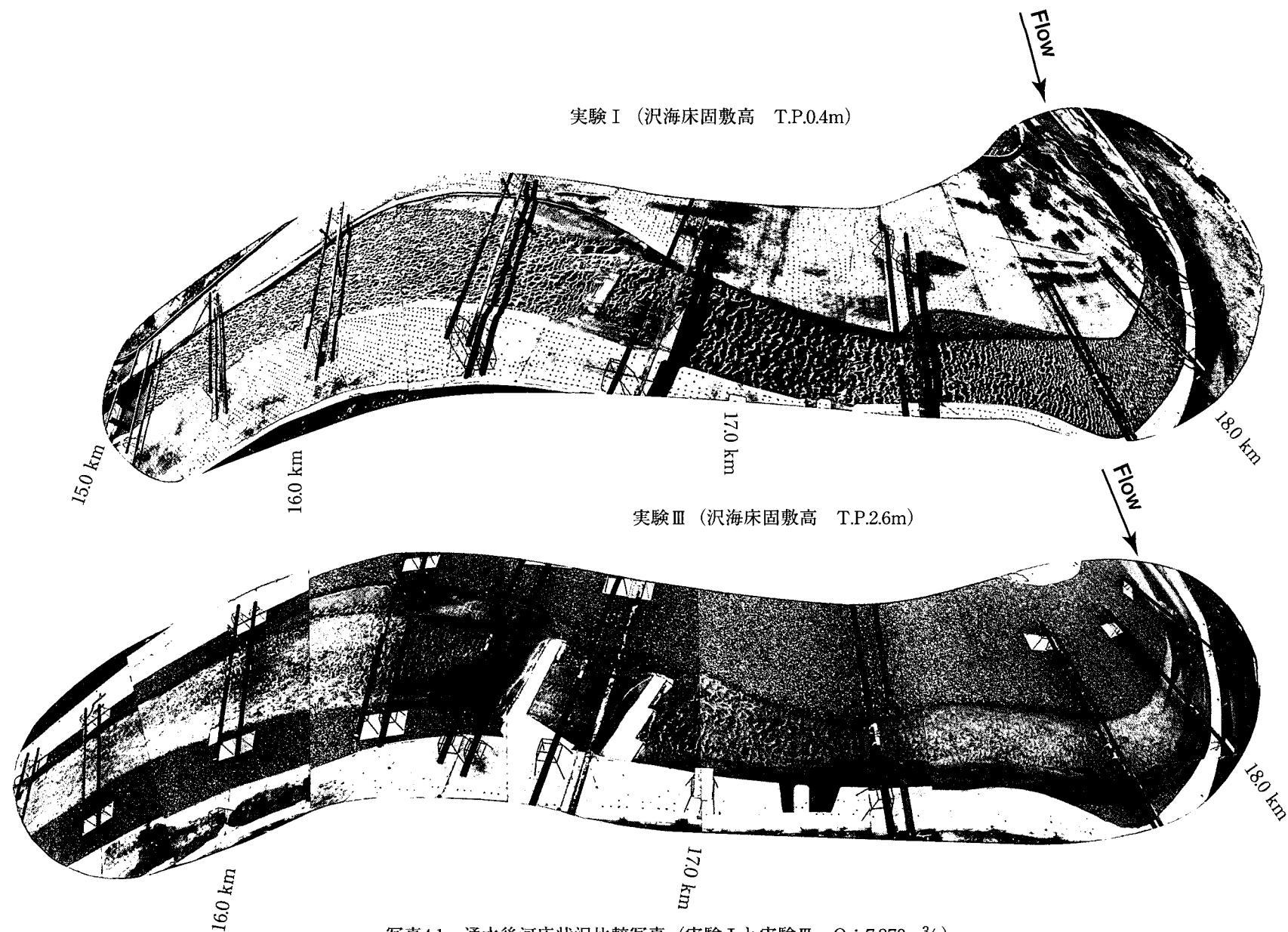


図4.2 最深河床高の縦断状況比較図 (実験Ⅰと実験Ⅲ、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$)



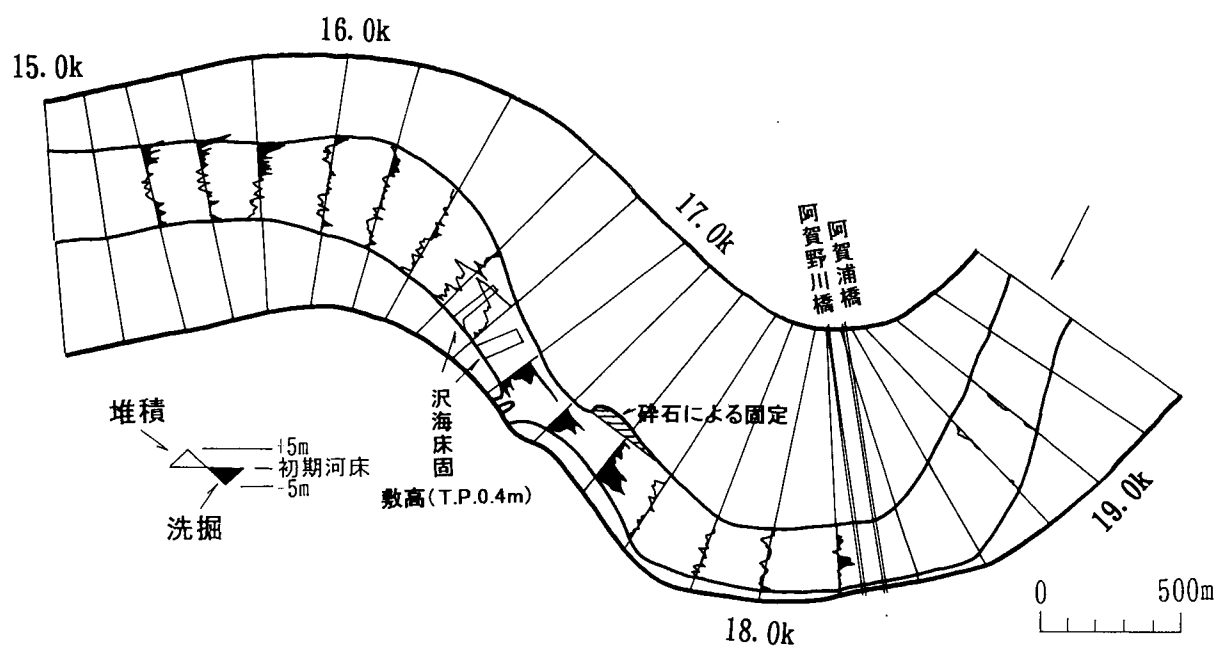


図4.3 (1) 洗掘堆積平面図 (実験Ⅰ、 $Q: 7,870 \text{ m}^3/\text{s}$)

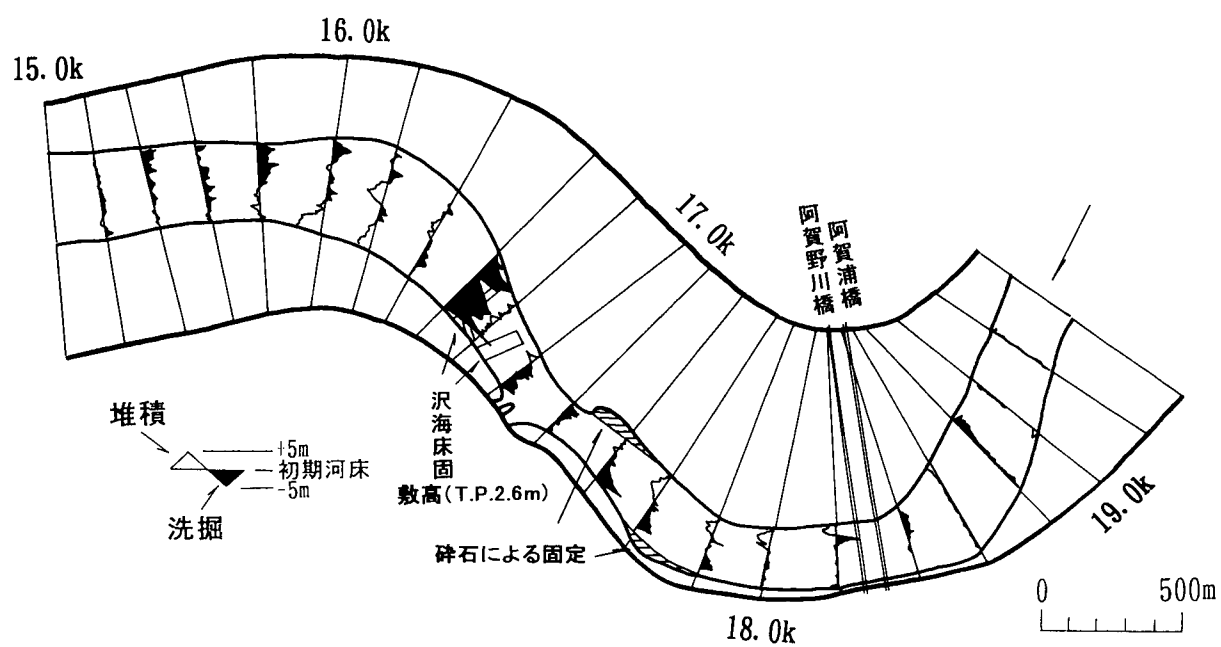


図4.3 (2) 洗掘堆積平面図 (実験Ⅲ、 $Q: 7,870 \text{ m}^3/\text{s}$)

4.2 石炭粉模型 ($H=1/70$ 、 $V=1/40$ 縮尺) での実験による検討結果 (実験Ⅳ-1、2と実験Ⅳ-3、4の比較)

石炭粉を河床材料に用いた模型実験として、混合砂を用いた模型実験と同様に床固敷高の高い場合 (T.P.2.6m) と低い場合 (T.P.0.4m) について比較検討した。

通水方法については、混合砂の実験では流量 $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ のみであったが、これに加えて平均年最大流量の $Q=3,900\text{m}^3/\text{s}$ も通水した。実際には $Q=3,900\text{m}^3/\text{s}$ の2時間後 (模型値) に流量 $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ を重ねて (途中河床整形しないで) 0.5時間 (模型値) 通水した。それぞれの通水時間の後、河床はほぼ動的平衡状態に達する。また模型河床材料として石炭粉を用いると、通常の砂を用いた場合と比較して構造物近傍の局所的な河床変動が過大になり全体の流況に影響を及ぼすことを考慮して、ある程度以上は洗掘されないように床固直下流～16.4km間の低水路を碎石によって固定した。

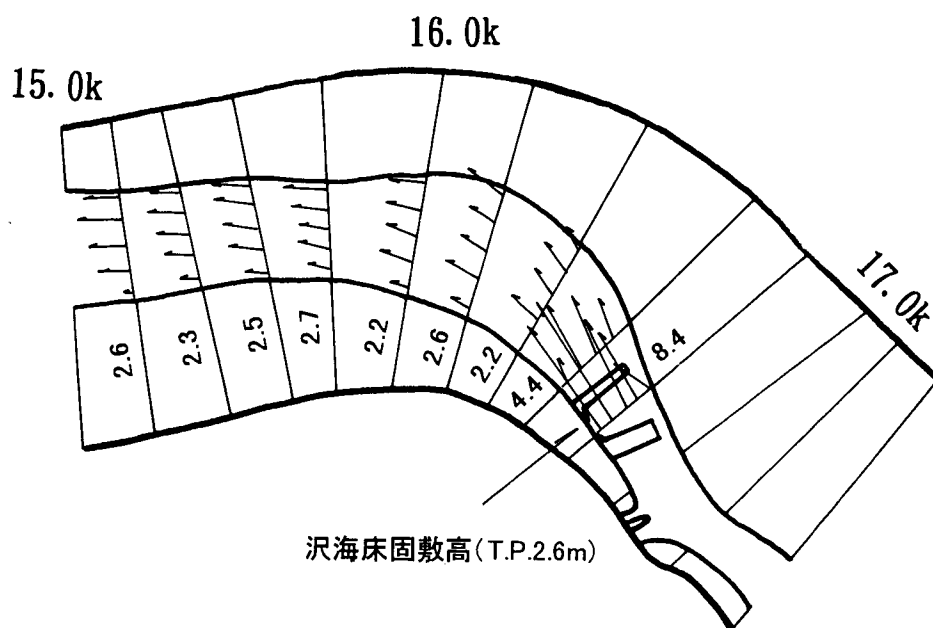
図4.4は、流量 $Q=3,900\text{m}^3/\text{s}$ のケース (実験Ⅳ-1と実験Ⅳ-3) についての流速ベクトル分布状況を示したものである。これより、床固敷高が低いケースでは (実験Ⅳ-3)、床固近傍での流速は小さくなるが、その下流の16.4kmの低水路外岸側の表面の流速ベクトルが河岸法線に角度を持つようになることが分かる。水位の縦断分布状況を比較すると図4.5に示すように、床固直下流の16.6km地点を境に、その下流では同様の水位であるが、その上流では敷高の高い方が約1.5m程水位が高いことが分かる。図4.5、図4.6はそれぞれの床固の敷高で平均河床高と最深河床高の縦断分布状況、また図4.7は洗掘堆積の平面分布状況の比較を示す。これらより、床固敷高が低くなると洗掘の範囲が広がるが最大洗掘深はあまり変わらないことが分かる。

上記の流量 $Q=3,900\text{m}^3/\text{s}$ 時の状況に対し、流量を $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ に増大させると (実験Ⅳ-1に対して実験Ⅳ-2、実験Ⅳ-3に対して実験Ⅳ-4)、床固敷高の違いによる河床変動の相違は明確になる。図4.8は平均河床高の縦断分布状況について比較したものである。敷高の低いケース (実験Ⅳ-4) では、床固上流区間の平均河床高は通水前後であり差がないが、床固下流では16.0km付近を境にその上流 (16.0～16.6km) で約1.5mの河床低下、その下流 (15.2～15.8km) では反対に約1.5mの河床上昇が生じる。一方、敷高の高いケース (実験Ⅳ-2) では、床固上流と床固下流の16.0～16.6kmでともに約1mの河床低下が生じる。なお16.0kmから下流ではほとんど河床高は変化していない。最深河床高について同様の比較を示した図4.9によると、敷高の違いによる河床変動の相違はさらに明確になる。特に16.0kmから下流では平均河床は堆積傾向であるにも関わらず最深河床高は通水前後で最大約4.5mも低下している。この近傍の横断図を見ると (図4.10参照)、敷高の低いケース (実験Ⅳ-4) では特に河床の横断方向の偏りが大きいことが分かる。またこの状況を混合砂模型の実験Ⅰと比較すると (通水方法が同一条件ではないため単純には比較検討ができないが、図4.11 (実験Ⅳ-4) と図4.3. (1) を比較すると)、15.8km付近の低水路湾曲外岸側での最大洗掘はほぼ同一であるが、内岸側の堆積傾向は実験Ⅳ-4の方が大きいことが分かる。

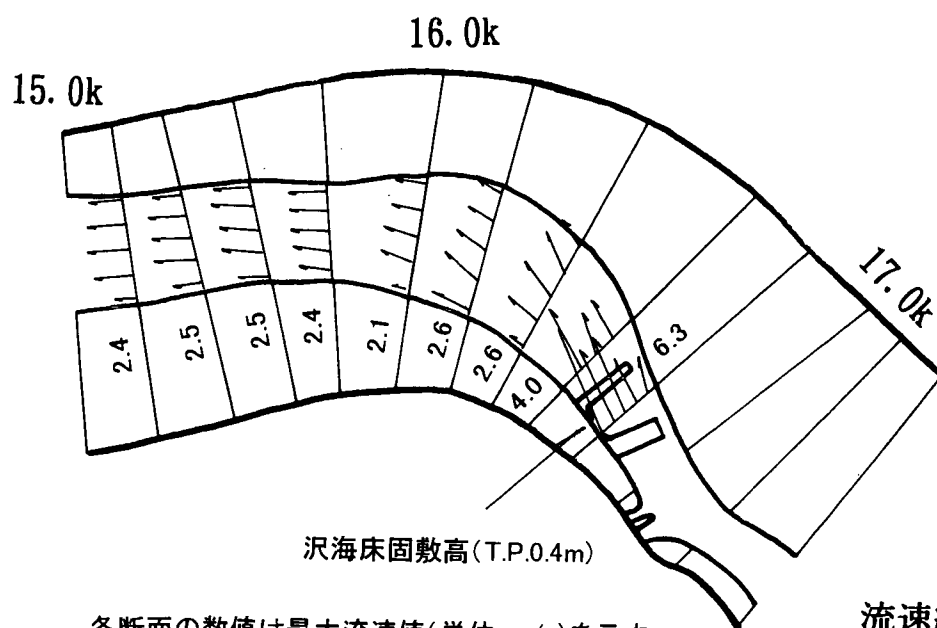
以上のように、ある流量より多くなると床固敷高による河床変動の相違が顕著になってくる。特に汎海床固の敷高を下げると、床固上流からの流れは15.8km低水路右岸に向う直進した流れが卓越するため、15.4～16.0km右岸の低水路河岸前面での局所洗掘が大きく、一方の左岸側で

は堆積傾向が卓越するようになる。

実験Ⅳ-1



実験Ⅳ-3



各断面の数値は最大流速値(単位:m/s)を示す

流速縮尺
0 4 8 (m/s)

図4.4 表面流速ベクトル比較図 (実験Ⅳ-1と実験Ⅳ-3)

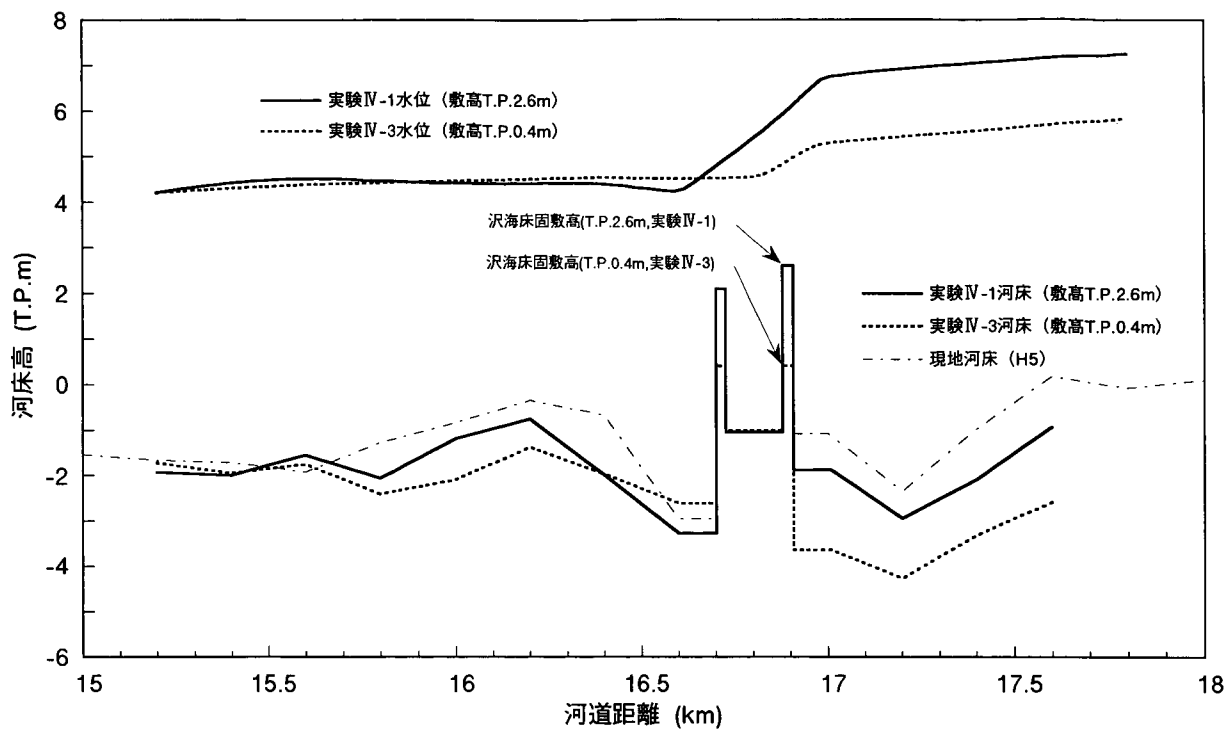


図4.5 水位及び平均河床高の縦断状況比較図（実験Ⅳ-1と実験Ⅳ-3、 $Q: 3,900\text{m}^3/\text{s}$ ）

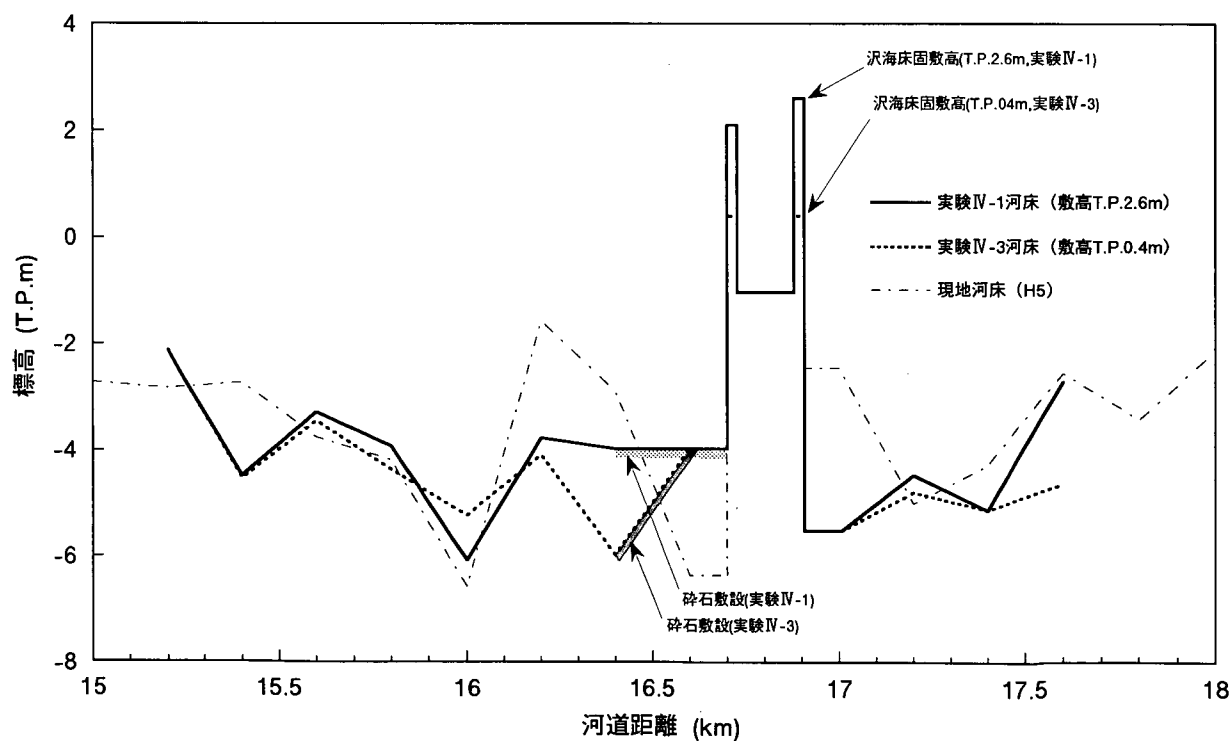


図4.6 最深河床高の縦断状況比較図（実験Ⅳ-1と実験Ⅳ-3、 $Q: 3,900\text{m}^3/\text{s}$ ）

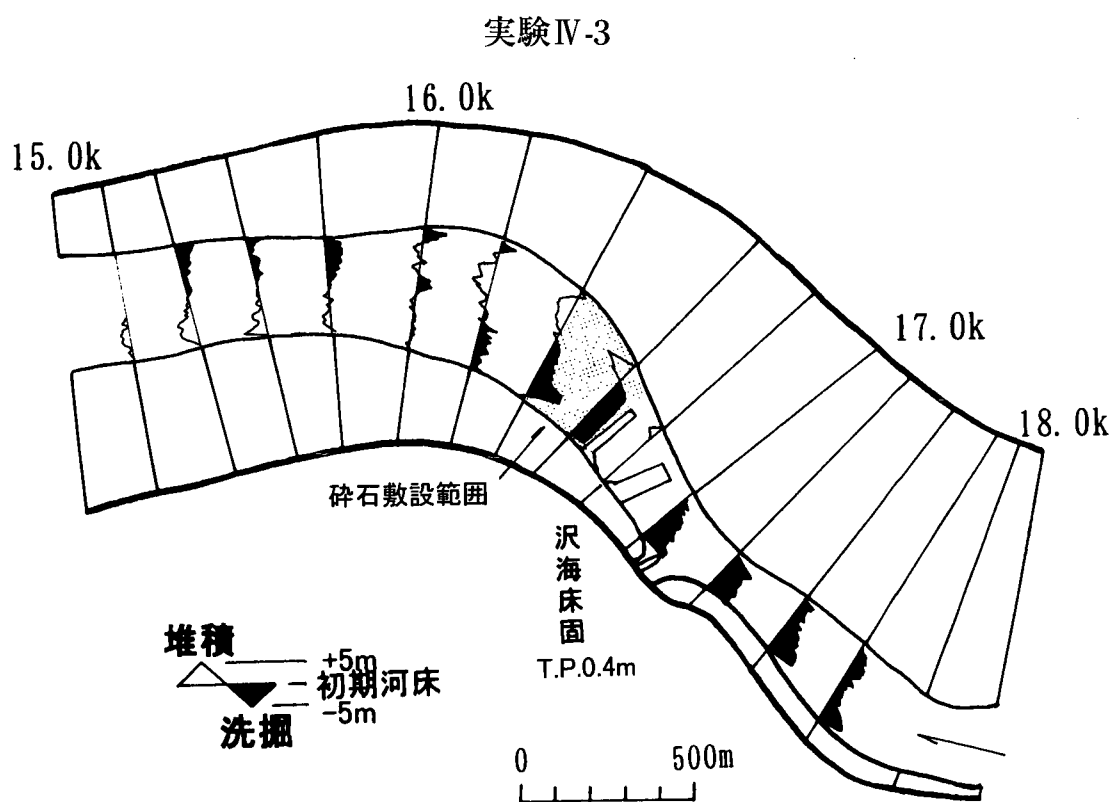
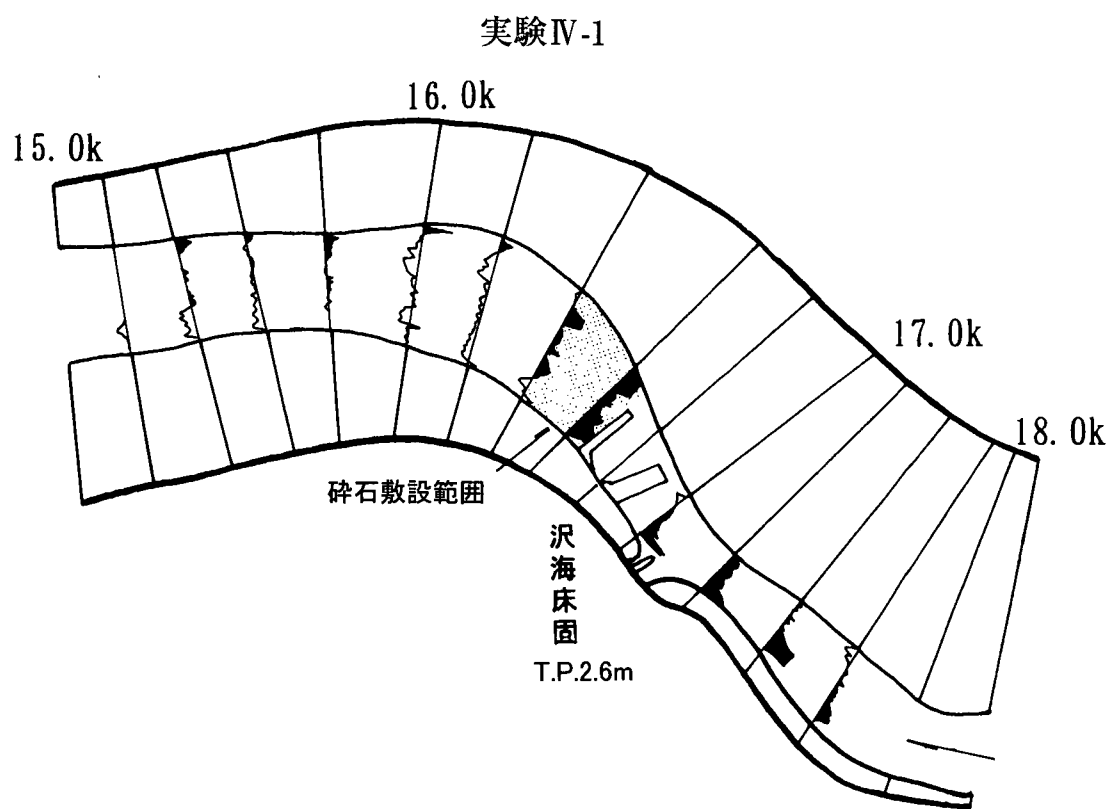


図4.7 洗掘堆積平面比較図（実験Ⅳ-1と実験Ⅳ-3、 $Q: 3,900\text{m}^3/\text{s}$ ）

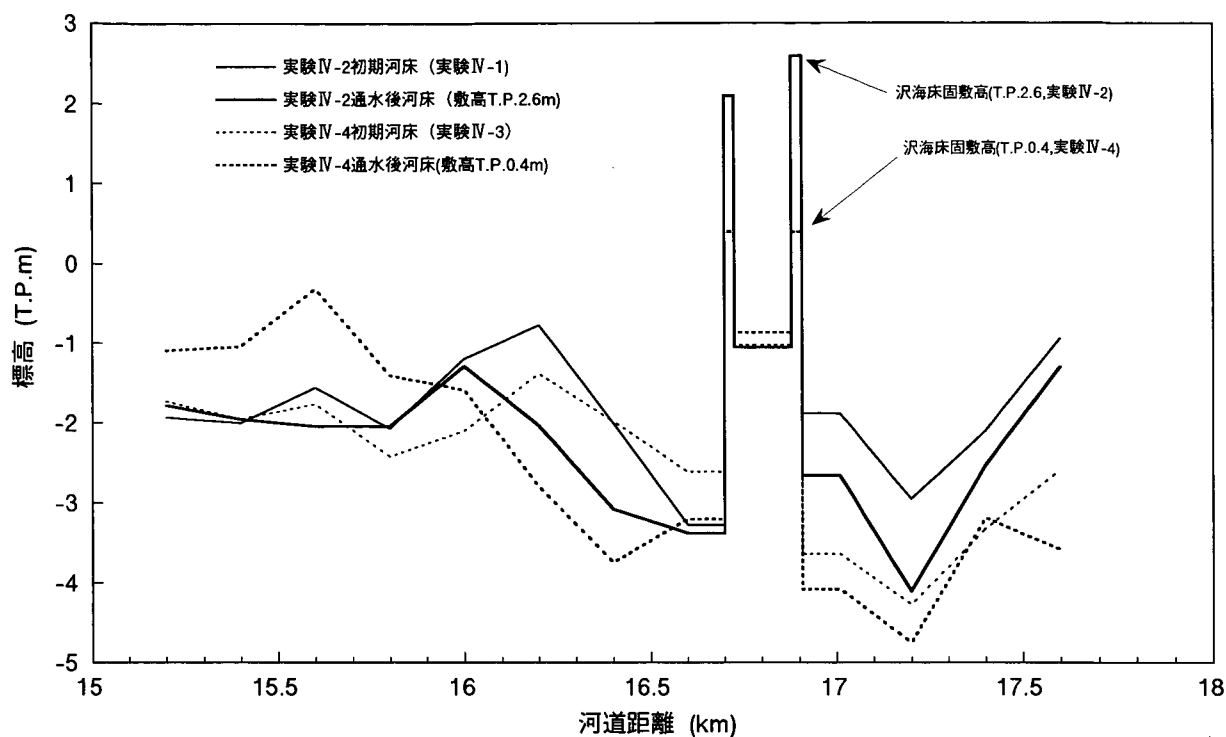


図4.8 平均河床高の縦断状況比較図 (実験Ⅳ-2と実験Ⅳ-4、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$)

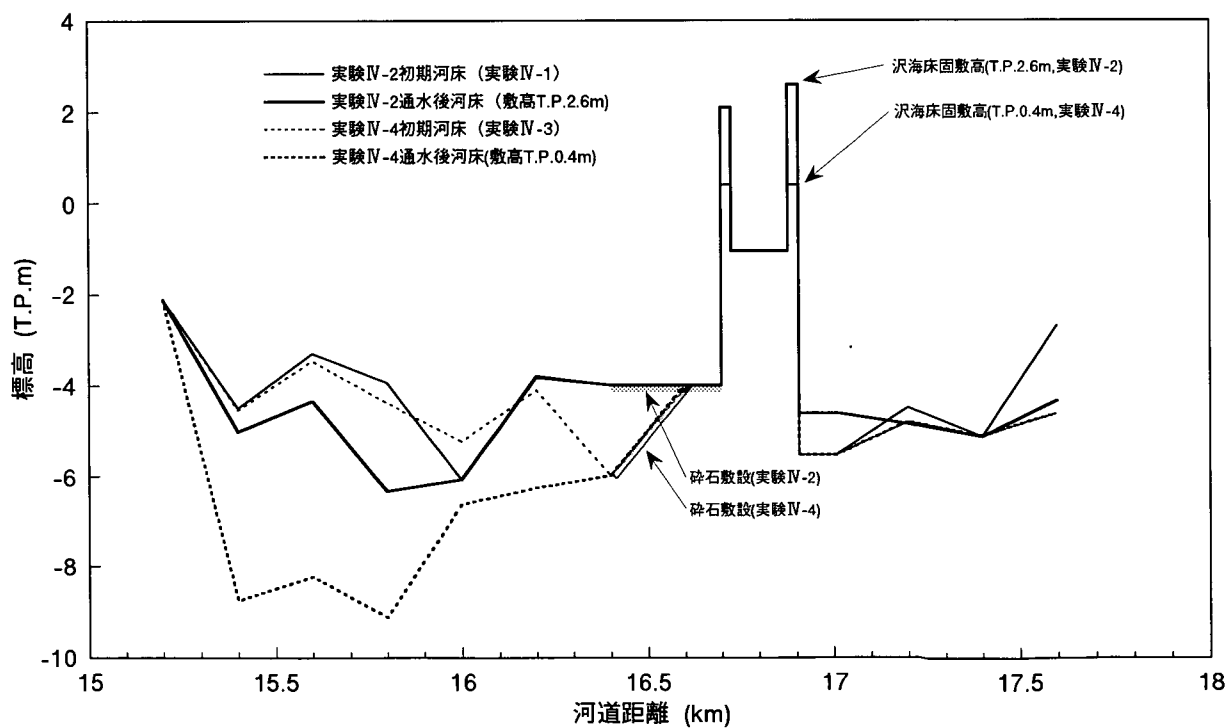


図4.9 最深河床高の縦断状況比較図 (実験Ⅳ-2と実験Ⅳ-4、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$)

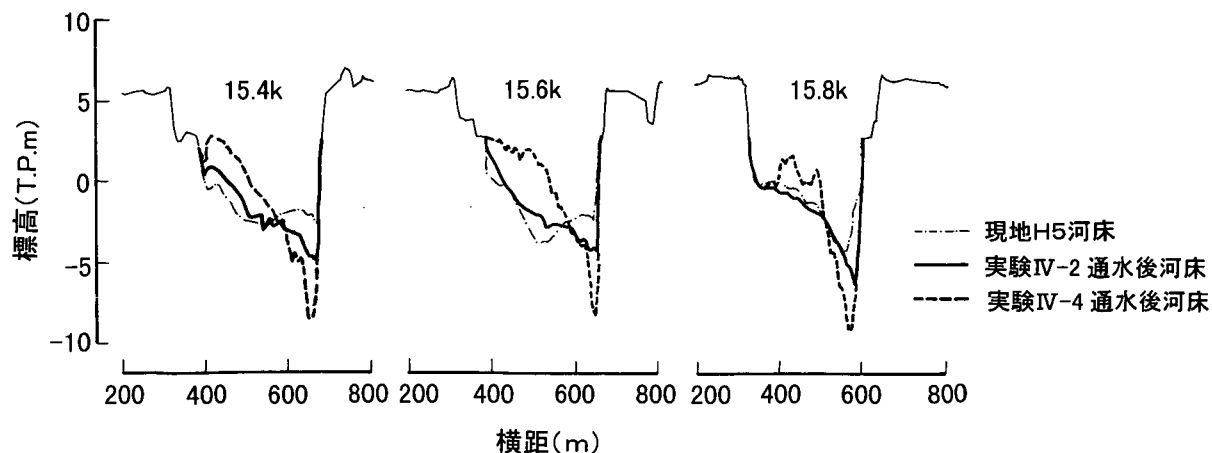


図4.10 河床横断形状比較図（実験IV-2と実験IV-4、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ ）

4.3 検討結果のまとめ

現況河道での沢海床固の敷高に関しては、小阿賀野川への分流及び本川河道の流下能力との関係で決まってくる。このうち後者の本川河道の流下能力については現在粗度係数等の見直し中のため、床固の敷高は水理計算上は正確に求められておらず、床固の構造的な諸元（河道堰タイプまたは固定堰タイプのどちらにするかも含めて）も決められていないため、実験としては考えられる幅の両端をおさえる条件で行うこととした（現況敷高：T.P.2.6m、計画敷高：T.P.0.4m、固定堰とした場合の小阿賀野川への所定分流量可能な敷高：T.P.1.54m）。

床固の敷高の影響は床固上流に位置する中新田地区の湾曲外岸部の洗掘を助長させることが主であると考えられたため、当初は主に床固の上流区間を対象とした河道模型として混合砂を用いた1/70縮尺の無歪模型による検討を行った。この実験によって、沢海床固の敷高を現況（T.P.2.6m）からT.P.0.4mに下げても、中新田地区の湾曲外岸側の洗掘が進行することではなく、むしろ床固下流の15.8km湾曲外岸沿いで水衝部が形成されることが分かった。そこで現地の床固下流の河床材料に基づいた材料（石炭粉）と縮尺（1/70、1/40の歪縮尺模型）を有する河道模型を用いた実験によって検討を加えた。これより、ある流量より多くなると（流量 $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ では）床固敷高による河床変動の相違が顕著になってくることが分かった（ただし定流実験ではほぼ平衡河床を調べる実験において）。特に沢海床固の敷高を下げると、床固上流からの流れは15.8km低水路右岸に向かって直進しやすくなるため、15.4～16.0km右岸の低水路河岸前面では局所洗掘が大きく洗掘対策の必要があると考えられる。一方の左岸側では堆積傾向が卓越する。

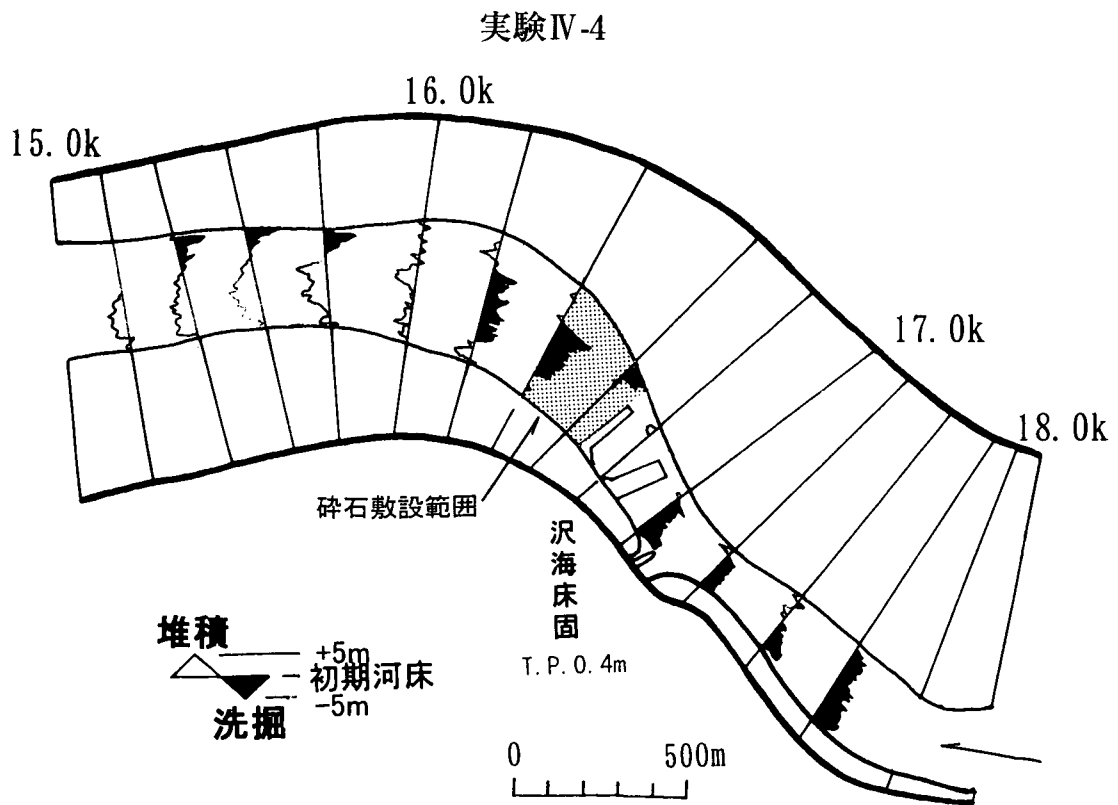
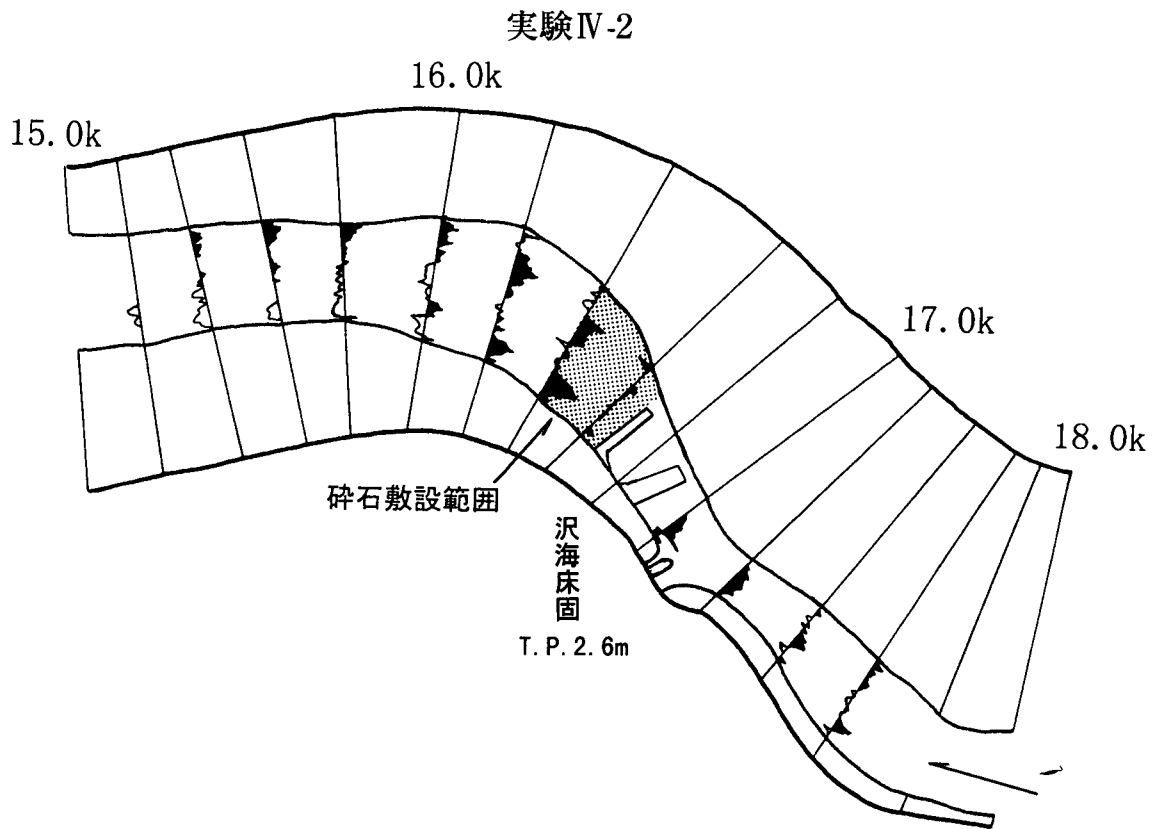


図4.11 洗掘堆積平面比較図（実験Ⅳ-2と実験Ⅳ-4、 $Q: 7.870\text{m}^3/\text{s}$ 、初期河床は $Q: 3.900\text{m}^3/\text{s}$ 通水後）

第5章 計画河道における検討（混合砂模型、実験Ⅱ-1～Ⅱ-3）

計画河道における汎海床固の敷高について検討したケースが実験Ⅱである。計画河道の低水路断面積は現況河道の約2倍であるため、その分掃流力が現況河道よりも小さい。このことは、通水流量や床固敷高の条件を現況河道実験時と同一にすると限界掃流力以下となる河床の部分が広くなることを意味する。したがって通水流量を、現況河道実験の $Q=3,900\text{m}^3/\text{s}$ と $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ に対して、 $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ と $Q=13,000\text{m}^3/\text{s}$ と多くした。また床固敷高を、現況河道のT.P.2.60mとT.P.0.4mに対して、T.P.1.54mとT.P.0.4mと低い条件とした。

河道の平面形については計画第2案河道の条件であるが（従来の不等流計算によって求められた河道で、床固敷高がT.P.1.54m時にH.W.L.クリア可能な条件）、縦断形については現実的なことを考慮して低水路内を現況の平均河床高（平成5年測量）の条件とした。

計画河道での低水路断面積は現況河道の約2倍で、流量 $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ 通水時には両河道ともほとんど低水路内を流下するため、計画河道での掃流力は現況に比較して小さく、顕著な河床変動は生じないものと予想される。したがって本実験の意義は、床固敷高の河床変動に与える影響について空間的な現況河道との相違を確認することにある。

5.1 検討結果

図5.1は床固敷高の高い場合の流量 $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ 時の水位と平均及び最深の河床高の縦断分布について、計画河道（実験Ⅱ-1）と現況河道（実験Ⅲ）の結果を比較したもので、また図5.2は計画河道の実験通水後の河床洗掘・堆積状況について示したものである。これより計画河道では、現況河道に比較して、水面勾配が小さく河床変動量が少なく、床固の下流区間で最大約1mの洗掘が生じる程度で、床固の上流区間でほとんど洗掘しないことが分かる。

以上のように、汎海床固の敷高をT.P.1.54mとした計画河道では、現況河道よりも河床変動が小さく、 $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ の流量時には写真5.1に示すようにほとんど河床砂は動かず、一部に河床波（ripple）が見られる程度であった。図5.1に示す最深河床高は主にこの河床波の淵（深い部分）を表したもので、このことから全体的に河床は限界掃流力近傍の状態と判断される。以上のことより実験Ⅱ-2と実験Ⅱ-3では流量を増大させ、計画高水流量 $Q=13,000\text{m}^3/\text{s}$ を通水することとした。

実験Ⅱ-2は、実験Ⅱ-1通水後の河床を初期条件として重ねて通水した。このケースの床固敷高はT.P.1.54mで実験Ⅱ-3のそれはT.P.0.40mであるため、両ケースを比較することによって計画河道における床固敷高の影響を容易に把握できる。図5.3は水位と河床高（平均、最深）の縦断分布状況を示したものである。

水位については、床固敷高の高い方が18.0kmより上流で約40cm水位が高くなっているが、これは有意な差ではないものと考えてよい。この水位差は、両ケースとも重ね通水（実験Ⅱ-2

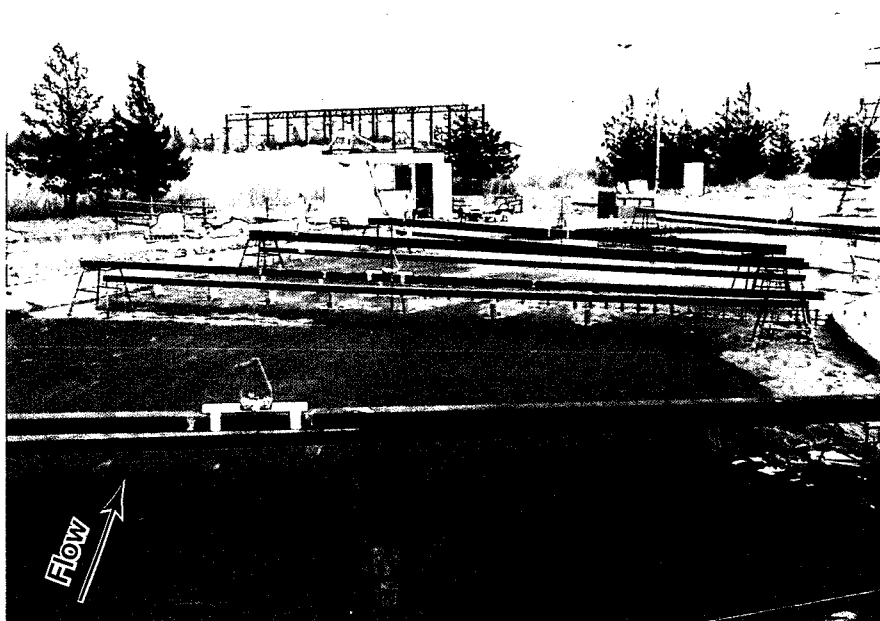


写真5.1 通水後河床状況写真（実験Ⅱ-1、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ ）



写真5.2 通水後河床状況写真（実験Ⅱ-2、 $Q: 13,000\text{m}^3/\text{s}$ ）

は、通水前に河床整形を行わず直前の実験Ⅱ-1の通水後河床を初期河床条件とした。実験Ⅱ-3は、実験Ⅱ-2の通水後に河床波を消す程度に概ね均した河床を初期河床とした）としたため、写真5.2に示すような河床波（ripple）の卓越状況が異なることによる河床抵抗の相違が原因で生じたものと考えられる。つまり、現地ではあまり卓越しない河床波（ripple）が模型上で発生し、掃流力が河床材料の移動限界近傍であることも考慮すると、現地では河床変動が小さく河床抵抗が変化することはあまりないと考えられる。

平均河床高については、敷高が低い場合の方が、敷高の高い場合と比較して17.2～17.8km付近（床固上流）及び16.4～16.8km付近（床固直下流）で平均河床が高く、その差は床固上流で約30cm、床固直下流で約1.0mである。

以上のように計画河道でも現況河道（実験Ⅰ、図4.1、4.2）と同様に、床固敷高が低い方が床固直下流の河床低下の抑制効果が高いことが分かる。また、通水流量や床固敷高の条件が現況河道と同一ではないため定量的な判断はできないが、計画河道実験では現況河道実験よりも約1.6倍の流量（ $Q=13,000\text{m}^3/\text{s}$ ）を流したにもかかわらず、その通水後の平均河床高は通水前とほとんど変わらないことや現況河道時のような15.8km低水路右岸前面での局所洗掘が生じないことから（図5.4参照）、計画河道の方が現況河道よりも床固敷高の河床及び水位に与える影響は小さいと判断される。

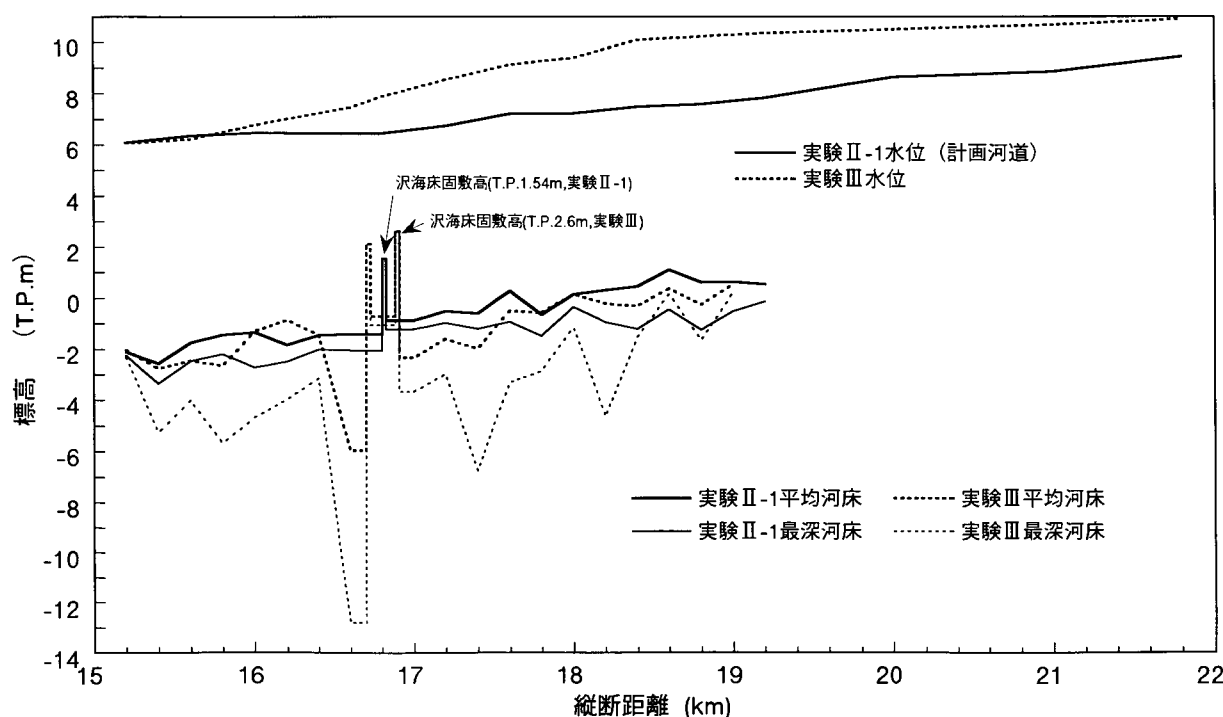
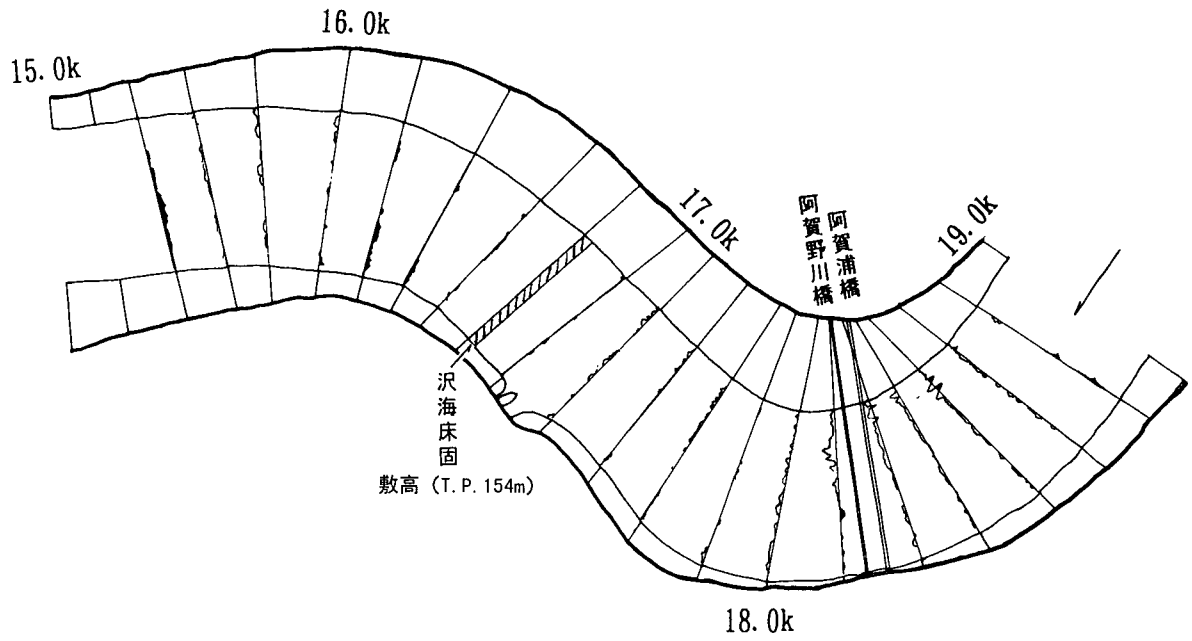


図5.1 水位及び河床高の縦断状況比較図（実験Ⅱ-1と実験Ⅲ、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ ）

実験Ⅱ-1



実験Ⅲ

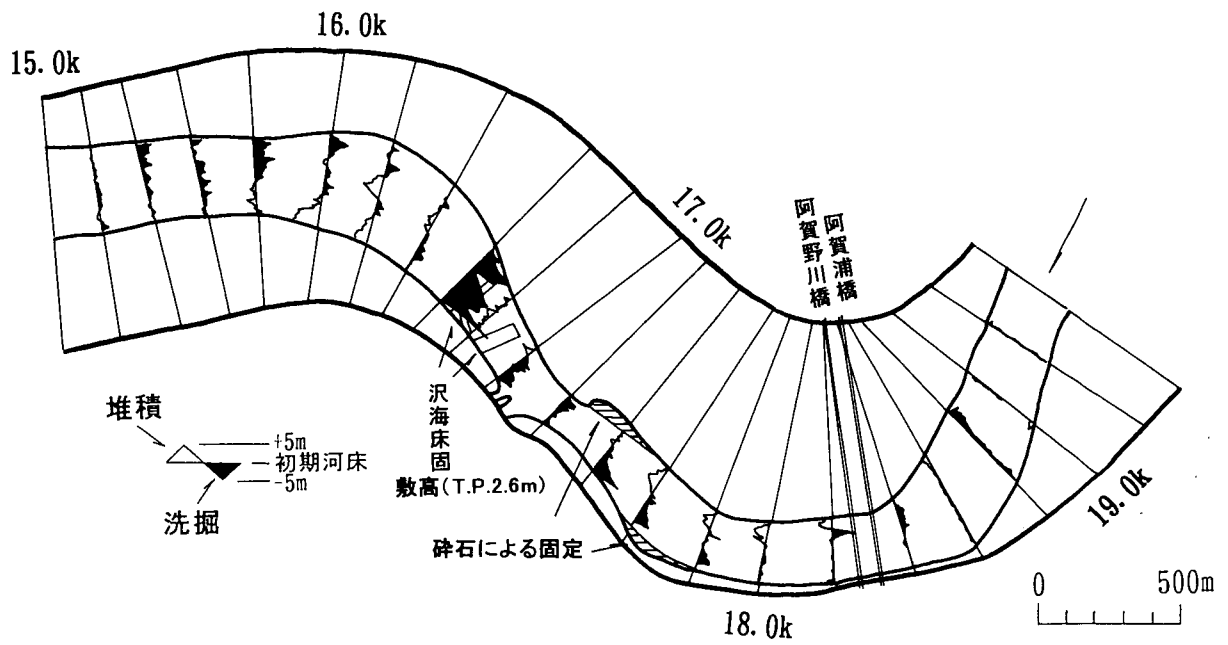


図5.2 洗掘堆積平面比較図 (実験Ⅱ-1と実験Ⅲ、 $Q: 7.870\text{m}^3/\text{s}$)

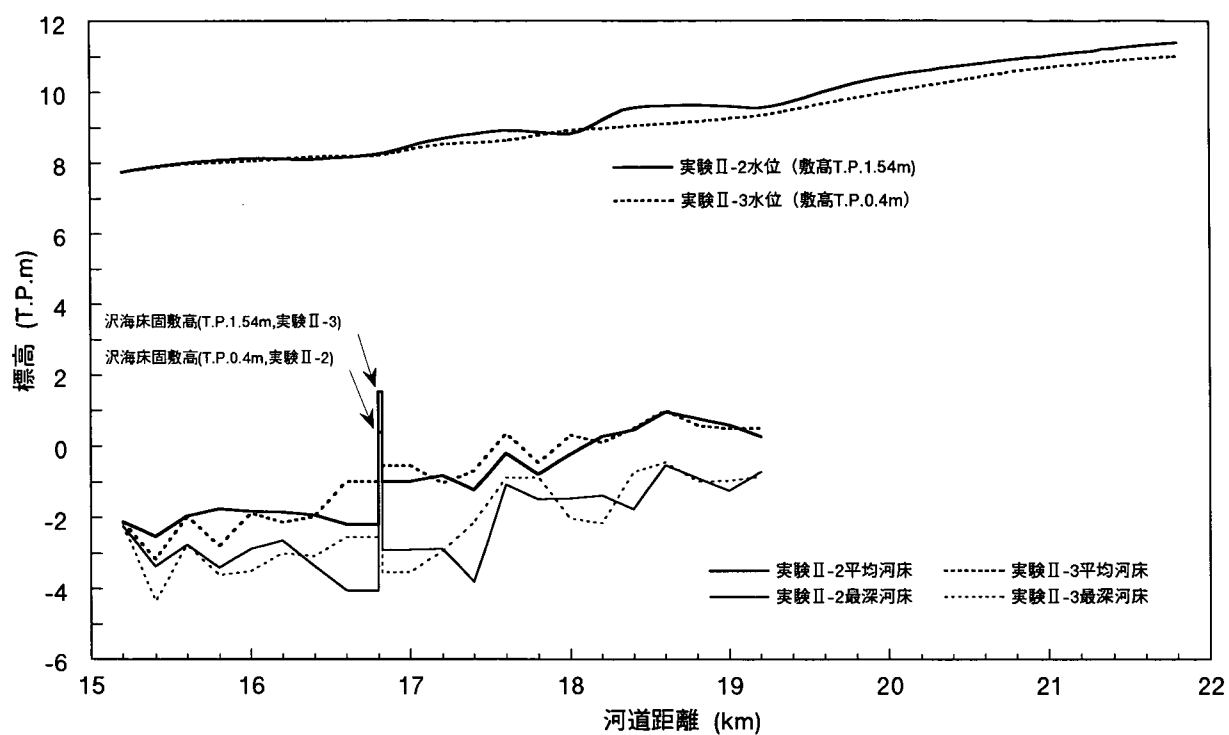


図5.3 水位及び河床高の横断状況比較図（実験Ⅱ-2と実験Ⅱ-3、 $Q: 13,000\text{m}^3/\text{s}$ ）

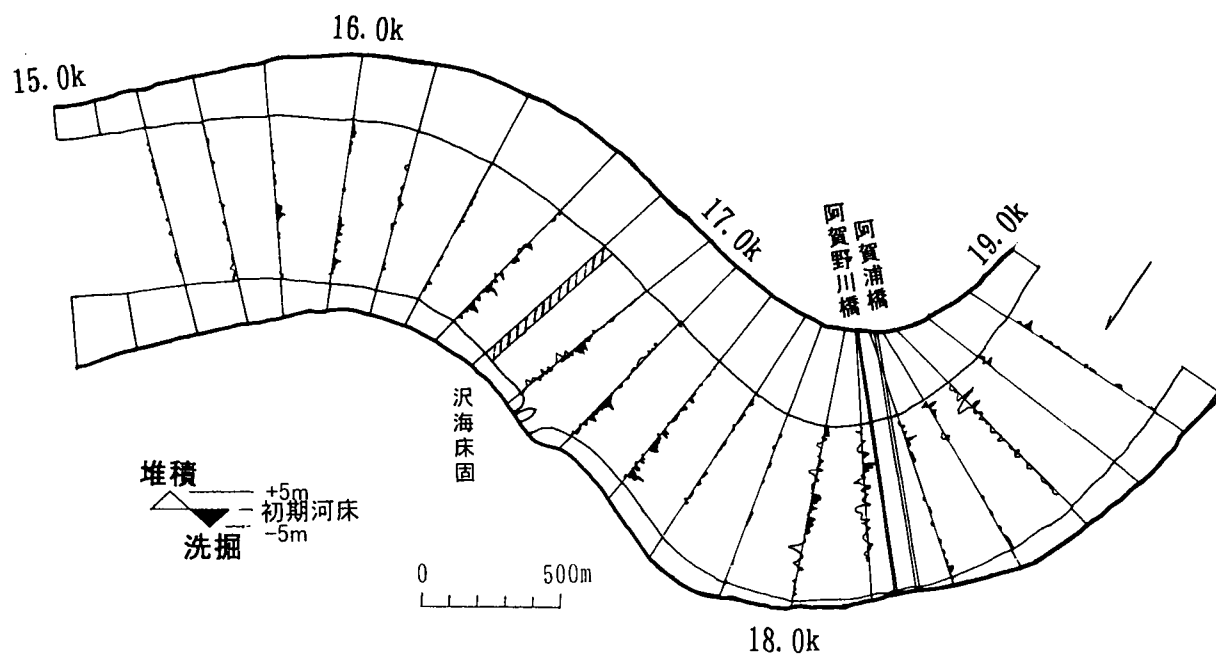


図5.4 洗掘堆積平面図（実験Ⅱ-2、 $Q: 13,000\text{m}^3/\text{s}$ ）

5.2 検討結果のまとめ

計画河道における河床変動は床固敷高に大きな影響を受けず（少なくともT.P.0.4m～1.54mの範囲で）水理的に大きな問題はあまり生じないと考えられる。

床固敷高の低い方が床固直下流の河床低下の抑制効果が高く、この傾向は現況河道と同一である。通水流量や床固敷高の条件が現況河道と同一ではないため定量的な判断は困難であるが、計画河道実験では現況河道実験よりも約1.6倍の流量を流したにもかかわらず、その通水後の平均河床高は通水前とほとんど変わらないことや現況河道時のような15.8km低水路右河岸前面での局所洗掘が生じないことから、計画河道の方が現況河道よりも床固敷高の河床及び水位に与える影響は小さいと判断される。

第6章 現況河道で床固敷高を下げた場合の対策工の検討 (石炭粉模型、実験Ⅳ-5～Ⅳ-12)

「現況河道で汎海床固の敷高を低くすると、床固上流からの流れがそのまま下流へ直接向かうようになり、15.8km付近の低水路右岸付近が水衝部となり、その河岸前面で局所洗掘が生じるため対策の必要性が高い」との結論が実験Ⅳ-1～Ⅳ-4により得られた。

上記の15.8km付近の低水路右岸には、「下流14kmの横越付近の水衝部対策として水制工群の一部を設置することが有効である」との前報¹⁾の結果を受けて、透過型の水制が今後設置予定となっている。汎海床固の敷高を変えた場合、この水制工が15.8kmの水衝部対策として効果を発揮するものかどうか確認しておく必要がある。

またこの水制は、横越（14km付近）の水衝部対策として前報¹⁾での実験や従来の研究^{脚注2)}等を参考に水制の間隔や長さ等の諸元が検討されているが、現地の当該地点付近の杭出し水制では杭の空隙部分にシルト分の堆積と草木類の繁茂によって透過度が低下している。本実験では、これを考慮して水制の透過度に注目し、15.8km付近の水衝部対策効果を検討することとした。

6.1 模型条件

実験Ⅳ-5、Ⅳ-6では、図6.1に示すように横越の水衝部対策としての前報¹⁾で得られた水制工（原案）を15.2～15.8kmの低水路右岸に設置した。実験Ⅳ-5では流量 $Q=3,900\text{m}^3/\text{s}$ を模型で2時間通水し、その後重ねて実験Ⅳ-6として流量 $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ を模型で0.5時間通水した。

実験Ⅳ-7、Ⅳ-8では、実験Ⅳ-5、Ⅳ-6の結果を踏まえて図6.2に示すように15.8km付近の低水路右岸法線の位置を堤防側に約40m引いて、水制群の上流端位置を約400m上流に延ばした。通水方法については、実験Ⅳ-7は実験Ⅳ-5と実験Ⅳ-8は実験Ⅳ-6とそれぞれ同一とした。

実験Ⅳ-9～Ⅳ-12では、長さ及び間隔が同一で透過度のみ異なる4種類の水制を設置して水制近傍の河床高変化を測定した。また模型河床材料として石炭粉を用いた場合、構造物近傍の局所的な河床変動は過大になり、特に透過度が小さい程この傾向が強くなって透過度による河床変動の比較が困難になると考えられるため、通水流量を $Q=1,800\text{m}^3/\text{s}$ に少なくした。模型での通水時間は動的平衡に達する3時間とした（実験Ⅳ-9では4時間通水したが、3時間経過後はあまり河床高の変化がないことを確認しており、実験Ⅳ-10～12と比較は充分可能と考えた）。またこの実験で用いた透過度の異なる水制についての選択は以下の考え方に基づいた。

脚注2)

緩流河川における水制工に関して、福岡ら⁸⁾は「間隔としては、水制長の2倍以上とし、緩流河川においては上流側の水制には短いものを、洗掘が大きくなる下流側では長いものを使うのが良い。また、水制の長さは、低水路の2割としてもよい。この場合には、河状を考えて段階的に水制長を延ばしていくことが望まれる。」としている。

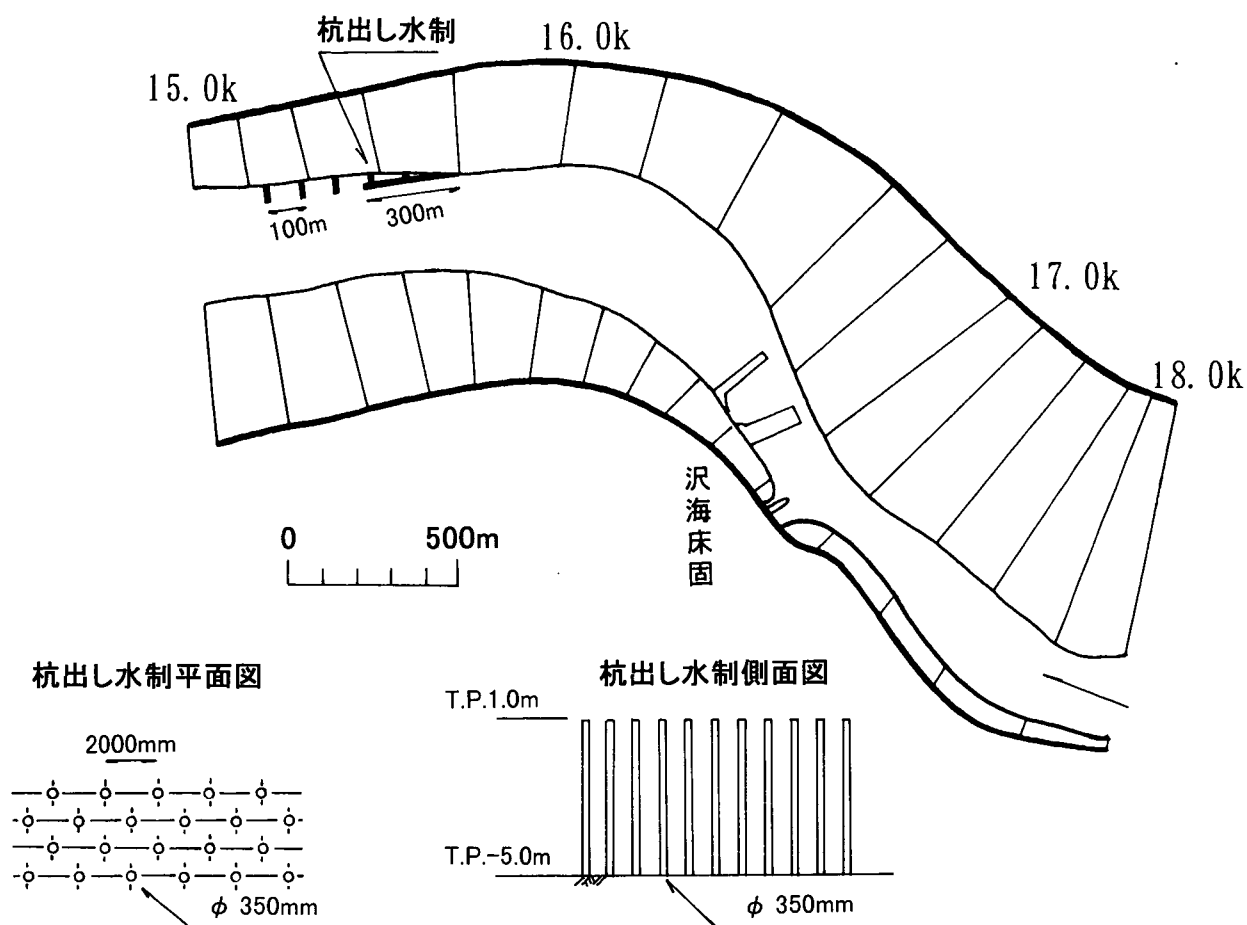


図6.1 水制による対策工の平面図（原案、実験Ⅳ-5及び実験Ⅳ-6）

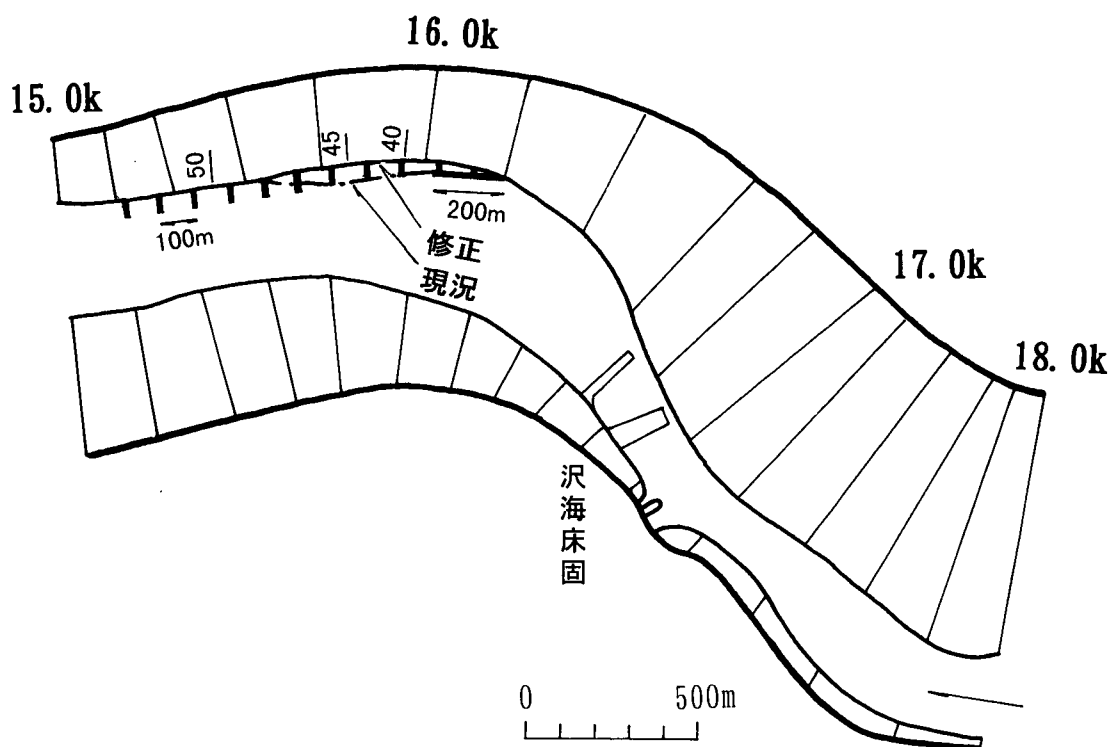


図6.2 水制による対策工の平面図（改良案、実験Ⅳ-7及び実験Ⅳ-8）

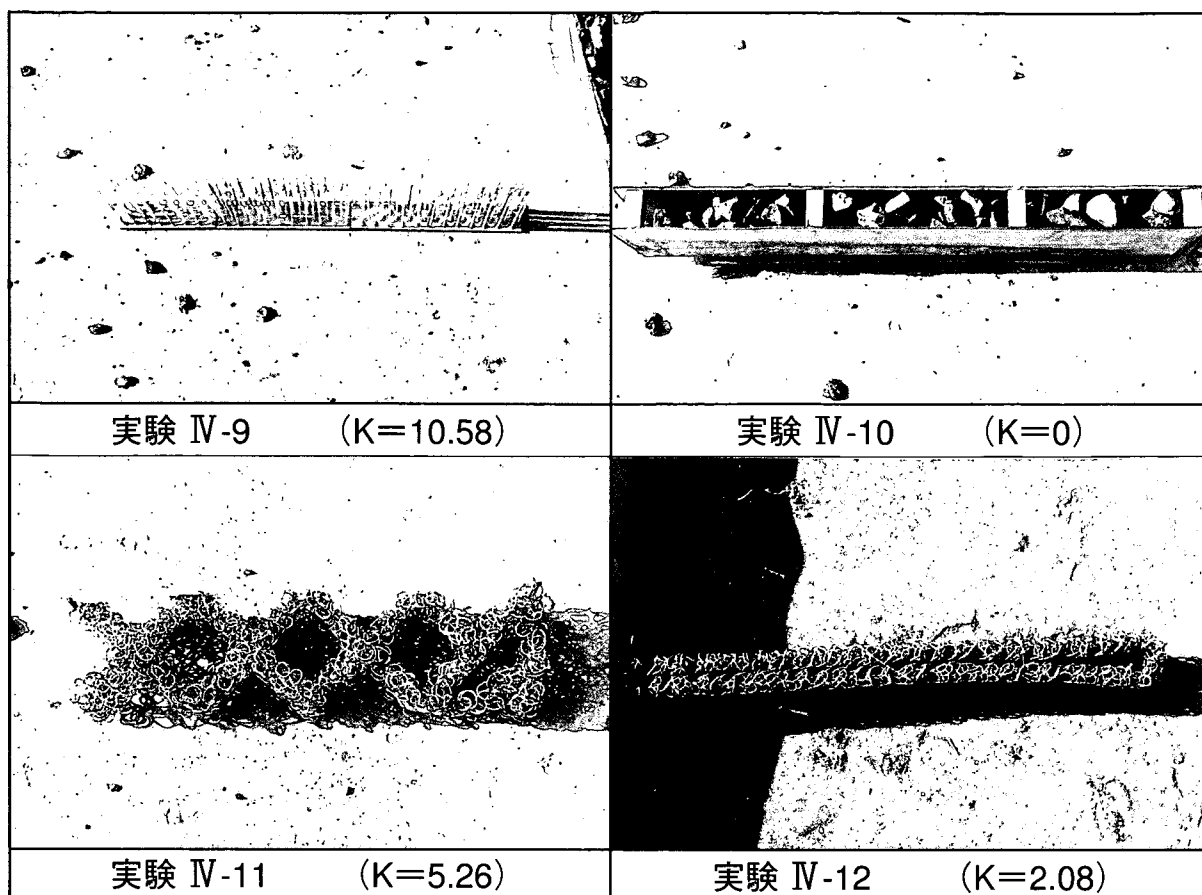


写真6.1 模型を用いた水制

透過度は以下の式で示される「透過係数」 K で表し⁹⁾、この4種類の K を有する水制を模型上に設置した(写真6.1参照)。

$$K = \frac{1}{\sqrt{a_w \times C_D / 2g}} \quad \dots\dots\dots 6.1$$

ここで、 K ：透過係数(次元：m/s)、 a_w ：単位体積の流体塊中にある杭の流れ方向の総投影面積、 C_D ：抗力係数で普通1.0程度である。杭出し水制の場合、 $a_w = D \times n$ 、ここで D ：杭の直径(m)、 n ：河床面1m²に立つ杭の本数である。ちなみに太さ0.1mの杭が1本/m²で設置されているとすると、透過係数 K は14($C_D=1.0$ とした場合)、また同じ太さで100本/m²の場合の K は1.4となる。

原案の水制は、杭の太さ $D=0.35$ m、 $n=0.5$ 本/m²であり、 $C_D=1.0$ として6.1式から透過係数 K を求めると、 $K=10.58$ m/sとなる。この透過度を有する水制に対して、下表に示すように $K=5.26$ m/sと $K=2.08$ m/sの透過度を有するものと不透過の全4タイプの水制について比較検討した。

水制模型の名称	模型の形態	$D \times n$	K (m/s)	備 考
(a)	原案	0.175 (0.35m×0.5本/m ²)	10.58	実験Ⅳ-9 杭出し水制
(b)	超多孔質体 (空隙率97%)	0.708	5.26	実験Ⅳ-11 ヘチマロン(黒)
(c)	超多孔質体 (空隙率91%)	4.53	2.08	実験Ⅳ-12 ヘチマロン(緑)
(d)	不透過タイプ	—	0	実験Ⅳ-10

※ $D \times n$ 及び K の値は現地値

6.2 検討結果

1) 水制の効果把握

図6.3は、15.2～15.8kmの低水路右岸沿いに水制を設置した場合の効果把握するために、実験Ⅳ-3（水制無）と実験Ⅳ-5（水制有）の水位及び河床の縦断分布状況を比較したものである。この図より、水制の設置によって15.6～16.4kmの平均河床高及び水位は約40cm上昇するが、最深河床高は16.0km断面で約1.5m上昇することが分かる。また両ケースの洗掘・堆積状況を見ると（図6.4参照）、16.4kmから上流では両者にあまり相違はないが、水制を設置した方が16.2kmから下流での洗掘堆積量が小さく、また15.4～15.8km右岸の低水路河岸前面の局所洗掘が低減されることが分かる。流量が多くなると（実験Ⅳ-6）、図6.5に示すように水制間の低水路河岸前面において洗掘が生じるが、水制の効果は同様に見られる（実験Ⅳ-4との比較より）。15.8km右岸の低水路河岸前面の局所洗掘に限っては、水制の有無に関係なく大きな値を示す。図6.6は実験Ⅳ-6の16.0kmと15.8km断面の表面流速を示したもので、これからも15.8km低水路右岸に向かう流れが強く、ここが水衝部になっていることが伺える。

以上の状況を考慮して、実験Ⅳ-7及びⅣ-8では15.8km低水路の右岸法線を堤防側に引いた形状とし、その部分にも水制を設置し、それぞれ流量 $Q=3,900\text{m}^3/\text{s}$ と流量 $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ を通水した。図6.7は法線修正前後の流量 $Q=3,900\text{m}^3/\text{s}$ 通水時の水位と河床高の縦断分布について比較したものである（実験Ⅳ-5と実験Ⅳ-7）。これより水位や平均河床高についてはほとんど同様であるが、最深河床高は法線修正後（実験Ⅳ-7）の方が高くなっていることが分かる。また図6.8は実験Ⅳ-7の洗掘堆積の平面図を示したものであって、図6.4の実験Ⅳ-5と比較すると15.8km右岸の低水路河岸前面付近の局所洗掘が小さくなっていることが分かる。また流量が多くなると（図6.9の実験Ⅳ-8と図6.5の実験Ⅳ-6との比較より）、16.0km及び15.8kmの水制先端付近で局所洗掘が大きくなるものの、法線修正前の同一流量的実験Ⅳ-6よりも全体の洗掘堆積量は少なくなっており、水制の効果は流量が多くなっても発揮されると判断される。

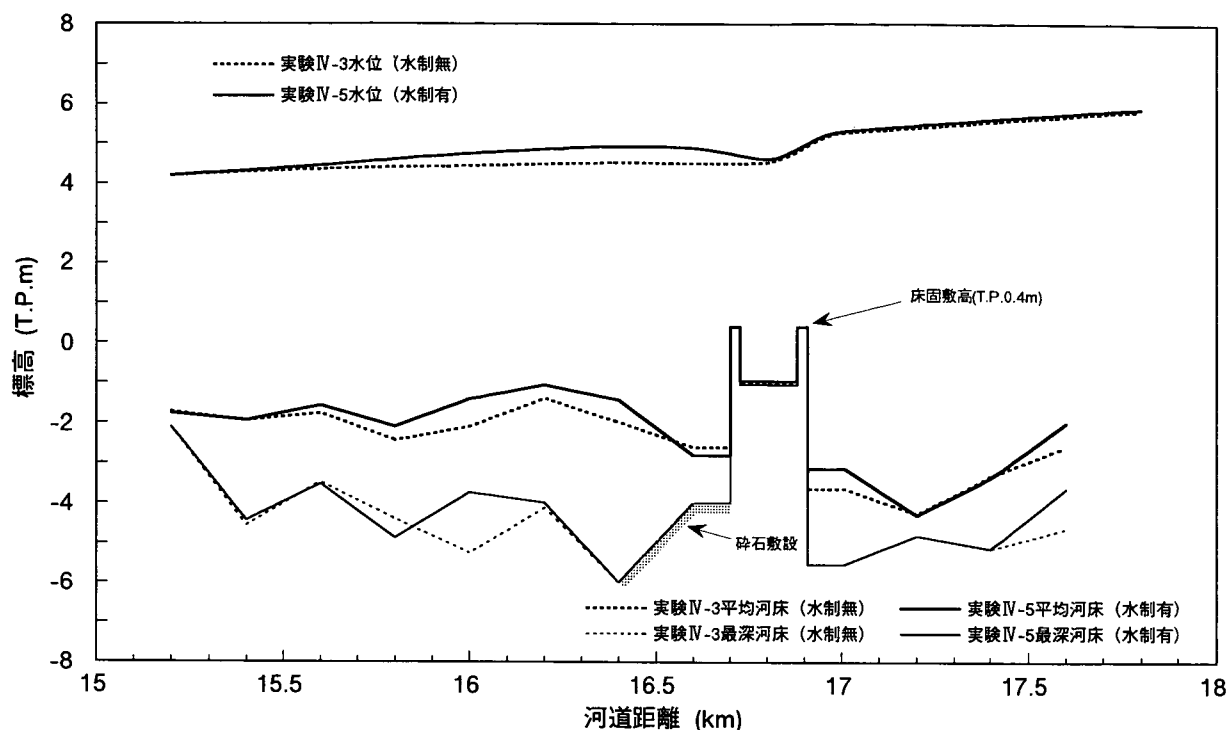


図6.3 水位及び河床高の縦断状況比較図（実験Ⅳ-3と実験Ⅳ-5、 $Q: 3,900\text{m}^3/\text{s}$ ）

2) 水制の透過度の影響

水制の透過度による洗掘防止効果の相違の検討として、一連の実験ケースの結果を比較すると以下のようなものである。

水位については、図6.10に示すようにケースによる有意な差はない。また図6.11は原案の水制（実験Ⅳ-9）を設置しての流況図であり、床固上流から直進する主流（表面流速の最大値を連ねた線）は、床固下流の湾曲外岸側に寄った後、水制先端に沿って流下する。このような全体的な流況は、水制の近傍を除いていずれのケースでもほぼ同様であり、水制の透過度が水位及び全体的な流況に与える影響はあまり大きくないと考えられる。しかし水制近傍の主流線の状況は透過度によってわずかに異なる。図6.12は主流線の平面位置を比較したものであり、透過度が小さいほど上流側の水制による河道中心部への水刎ね効果が大きくなっていることが分かる。

水制工近傍の河床状態は、図6.13に示すようにケース毎の違いが顕著に表われる。透過度の大きな水制の実験Ⅳ-9では、水制の根元付近で若干洗掘が見られるが先端付近は堆積傾向を示し、下流のNo.8及びNo.9水制周辺でも同様に堆積され、水制の効果が高いと考えられる。一方不透水水制の実験Ⅳ-10では、No.9水制の先端周辺に大きな局所洗掘が生じ、水制の根元周辺でも洗掘が生じている。下流の水制ほどこの洗掘規模は小さいが、No.4水制付近まで同程度の状況が生じており、水制の効果はあまり高くないと判断される。実験Ⅳ-9水制の半分程度の透過度を有する水制の実験Ⅳ-11では、上流の縦方向水制周辺での局所洗掘が若干見られるものの、洗掘及び堆積が集中せず全体に分布しており、水制の効果は4ケースの中で最も高いと判断される。さらに透過度の低い水制を有する実験Ⅳ-12では、不透水水制ほど局所的ではないが、水

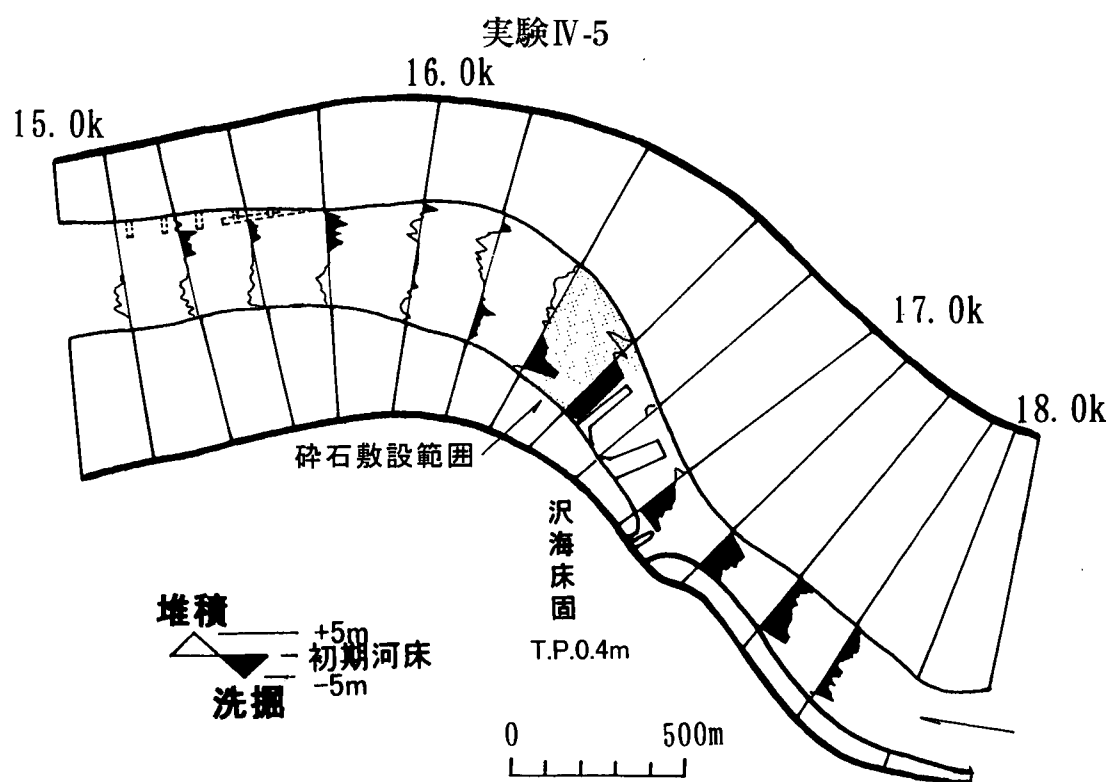
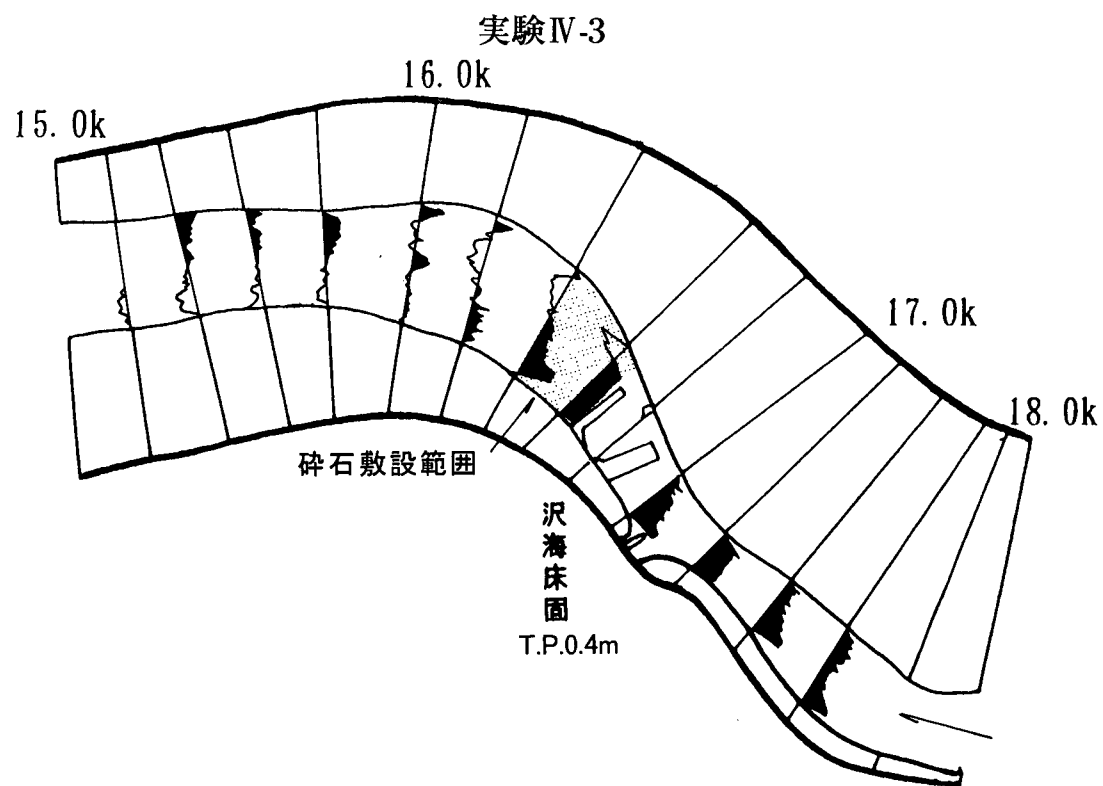


図6.4 洗掘堆積平面比較図 (実験Ⅳ-3と実験Ⅳ-5、 $Q: 3,900\text{m}^3/\text{s}$)

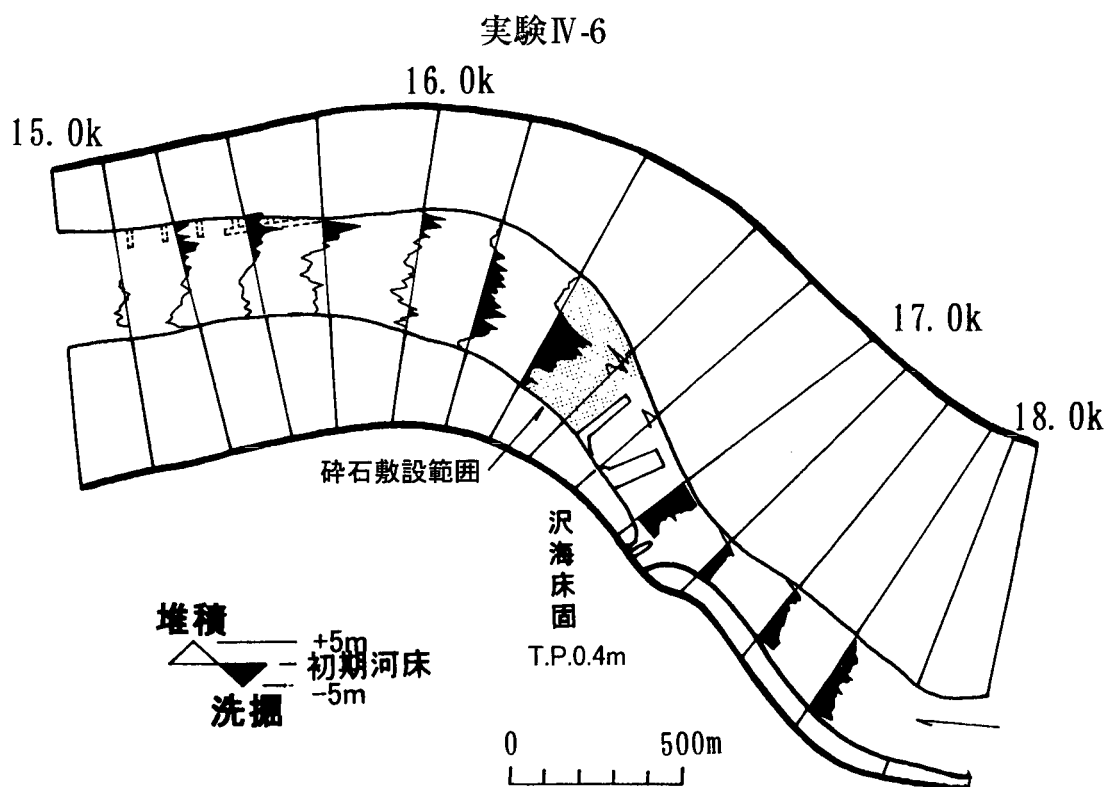
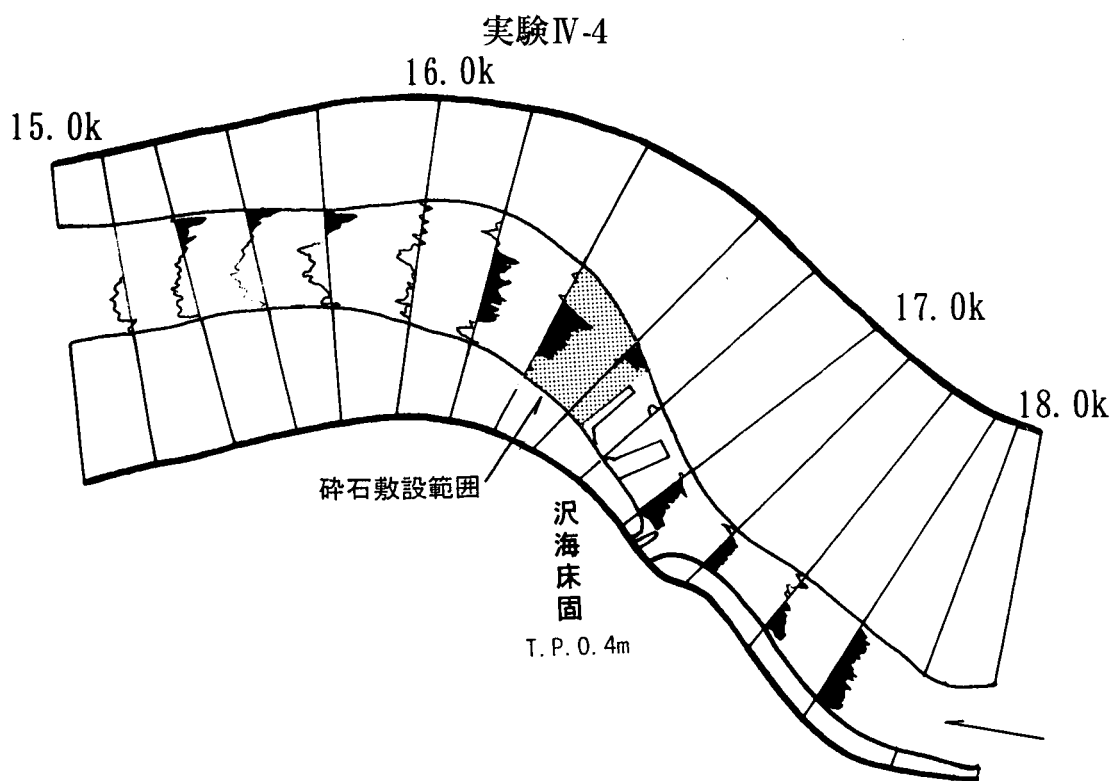


図6.5 洗掘堆積平面比較図（実験Ⅳ-4と実験Ⅳ-6、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ 、初期河床は $Q: 3,900\text{m}^3/\text{s}$ 通水後）

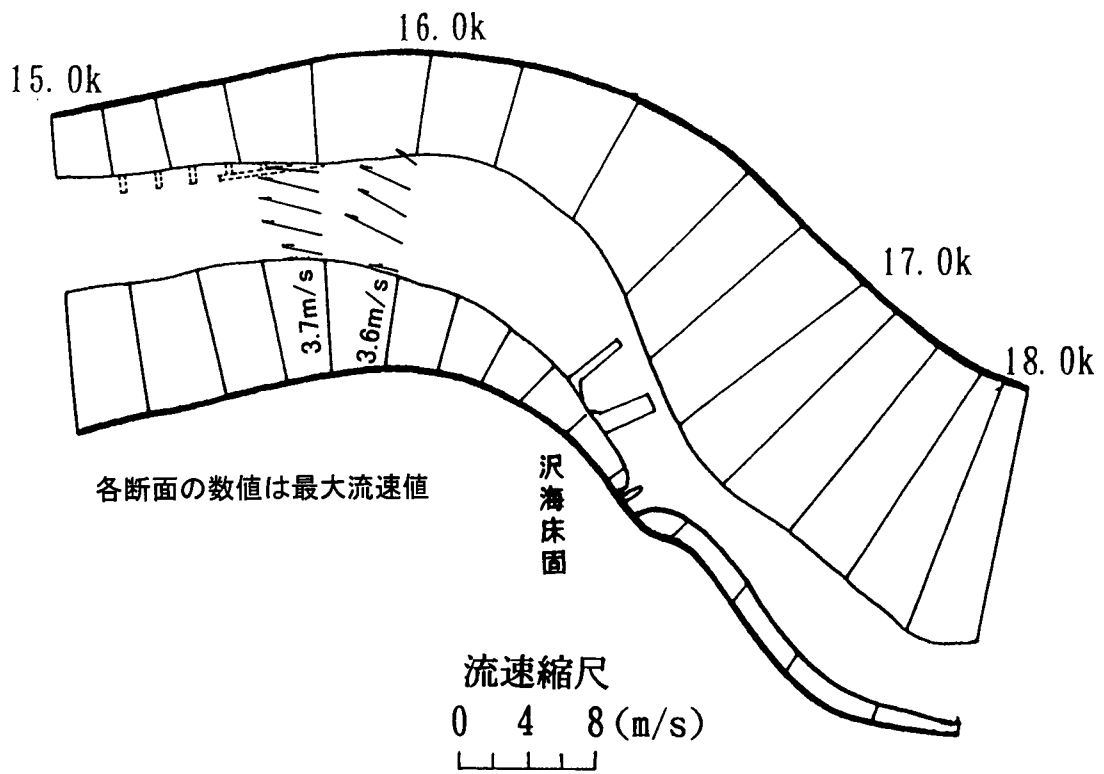


図6.6 表面流速ベクトル図 (実験Ⅳ-6、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$)

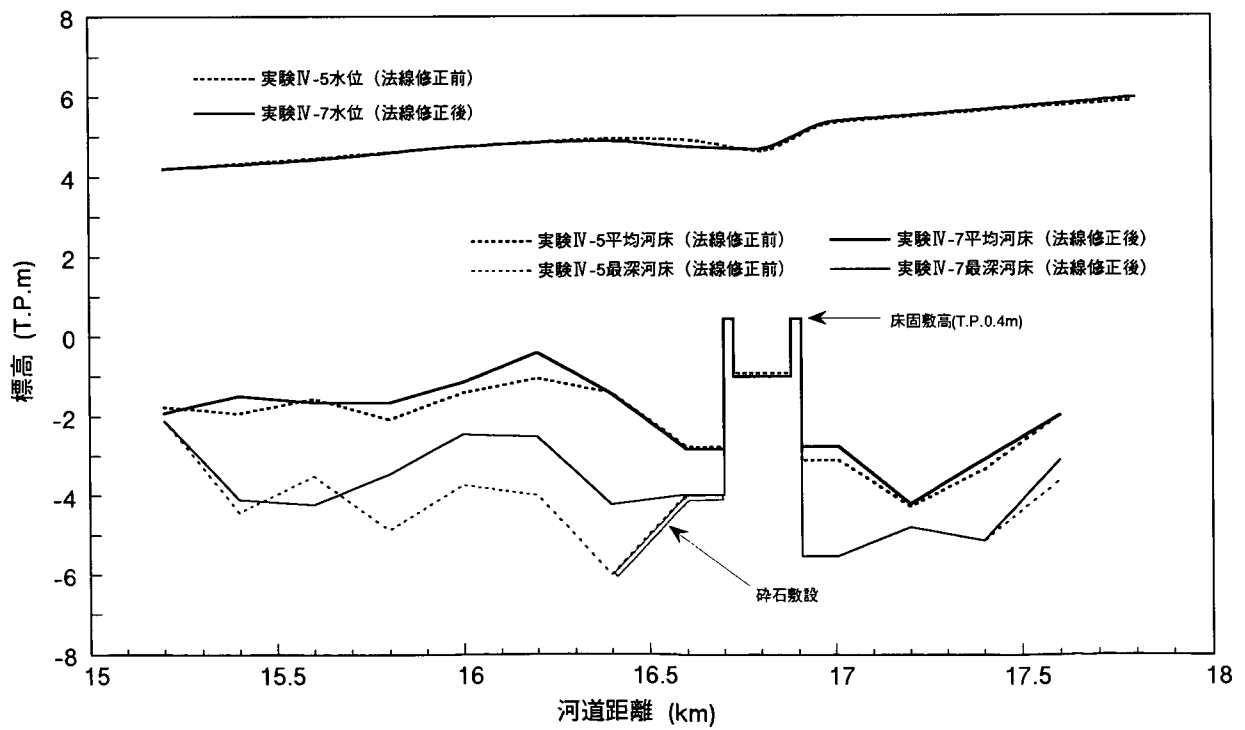


図6.7 水位及び河床高の縦断状況比較図 (実験Ⅳ-5と実験Ⅳ-7、 $Q: 3,900\text{m}^3/\text{s}$)

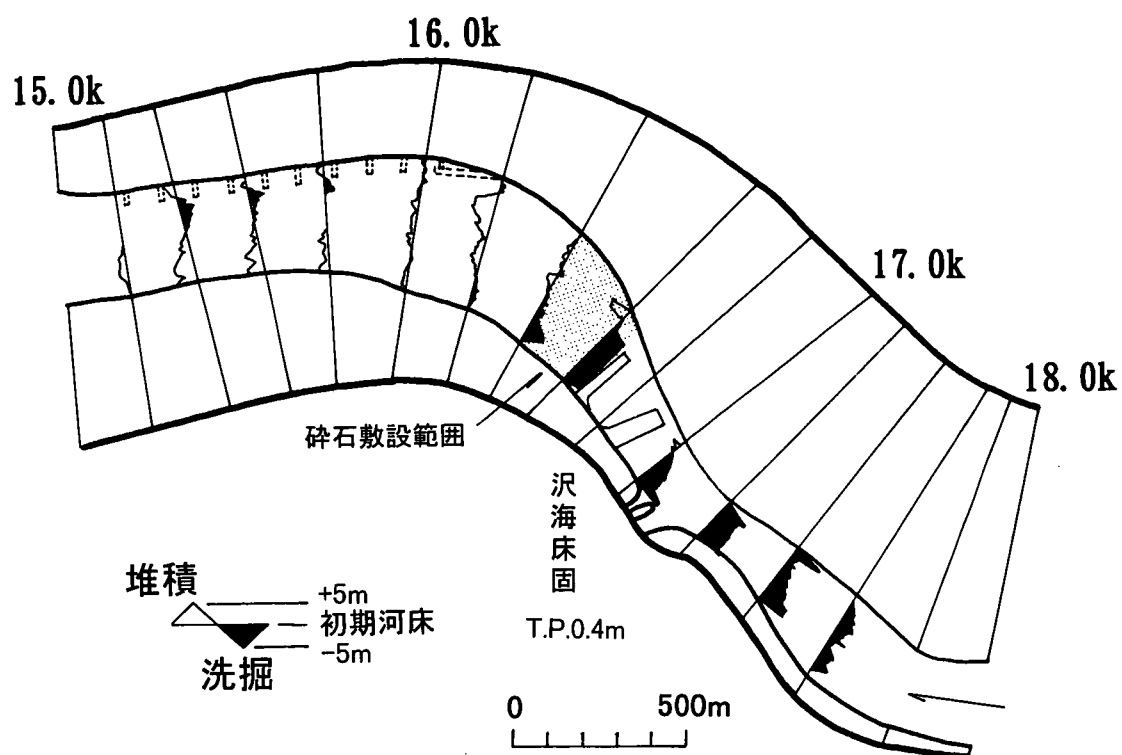


図6.8 洗掘堆積平面図 (実験Ⅳ-7、 $Q: 3,900\text{m}^3/\text{s}$)

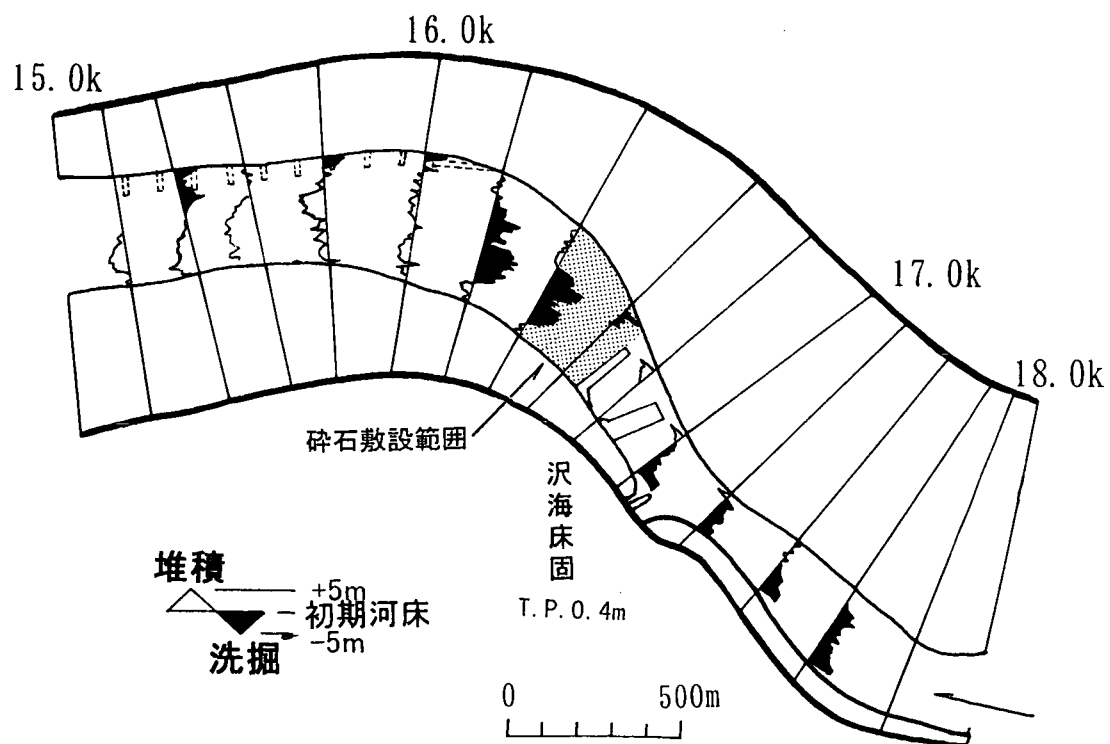


図6.9 洗掘堆積平面図 (実験Ⅳ-8、 $Q: 7,800\text{m}^3/\text{s}$ 初期河床は $Q: 3,900\text{m}^3/\text{s}$ 通水後)

制周辺で1m程度洗掘され、水制間の土砂堆積はほとんど見られず対岸側の方に集中して堆積している。

以上のように水制の効果によって最適な透過度が存在し、実験ケースIV-11の透過度を有する水制が最も効果が高いことが分かった。この水制の透過度は原案の水制（実験IV-9）の1/2であり、この透過度を有する水制にするには、杭の太さを4倍にするかまたは同じ太さの杭でも4倍の密度にする必要がある（6.1式より）。実際にこのような水制を設置することは施工性等を考慮すると困難である。原案の水制でも水制の杭と杭の隙間に土砂堆積や植生繁茂が生じれば透過度が小さくなって水制の効果が若干高まる傾向を示すようになるため、大きな問題はないものと考えられる。

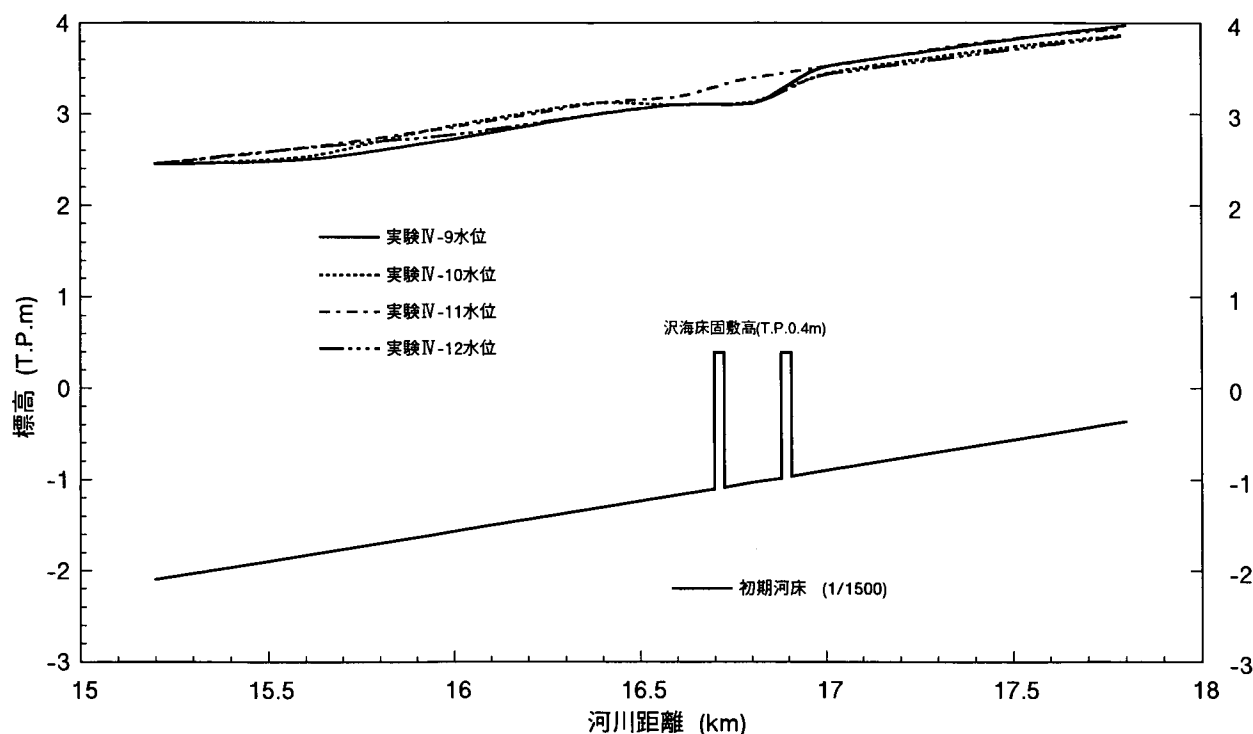


図6.10 水位の縦断比較図（実験IV-9～IV-10、 $Q: 1,800 \text{ m}^3/\text{s}$ ）

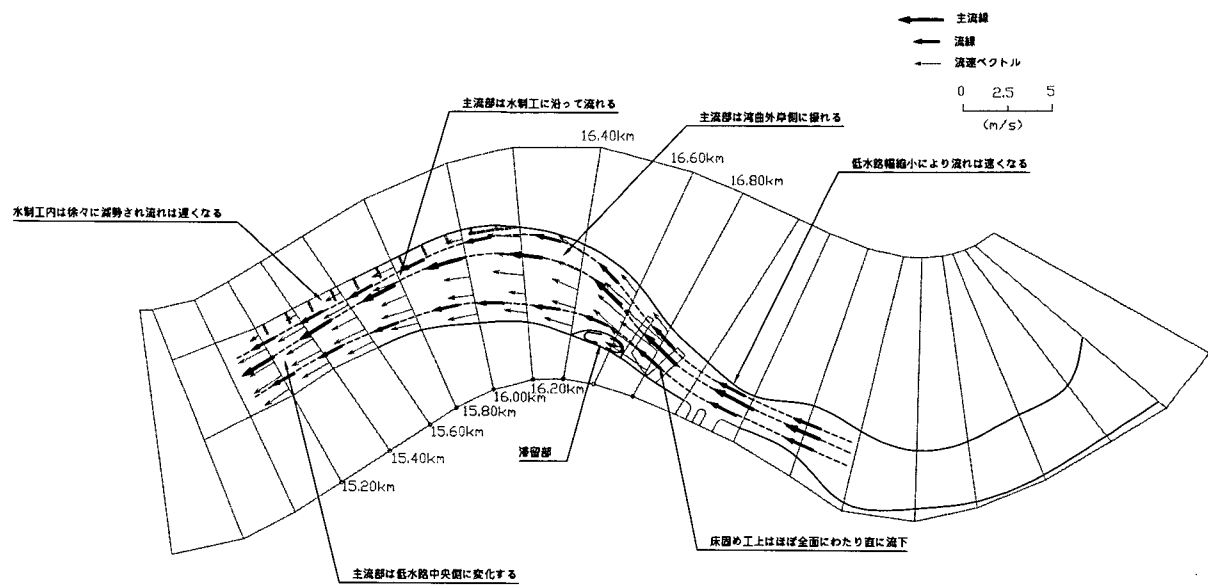


図6.11 流況図 (実験Ⅳ-9、 $Q: 1,800\text{m}^3/\text{s}$)

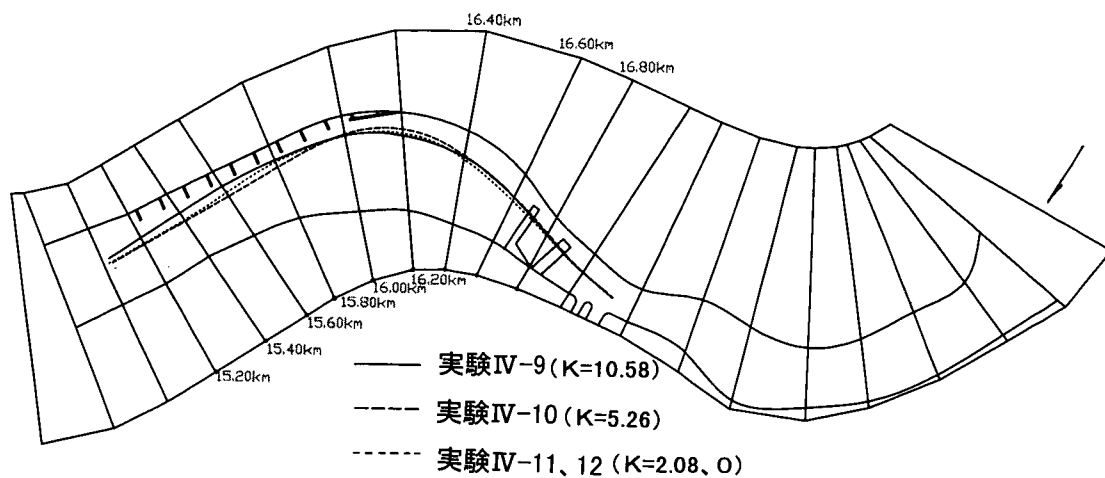


図6.12 主流線位置の比較図 (実験Ⅳ9～Ⅳ-12、 $Q: 1,800\text{m}^3/\text{s}$)

水制工 No.

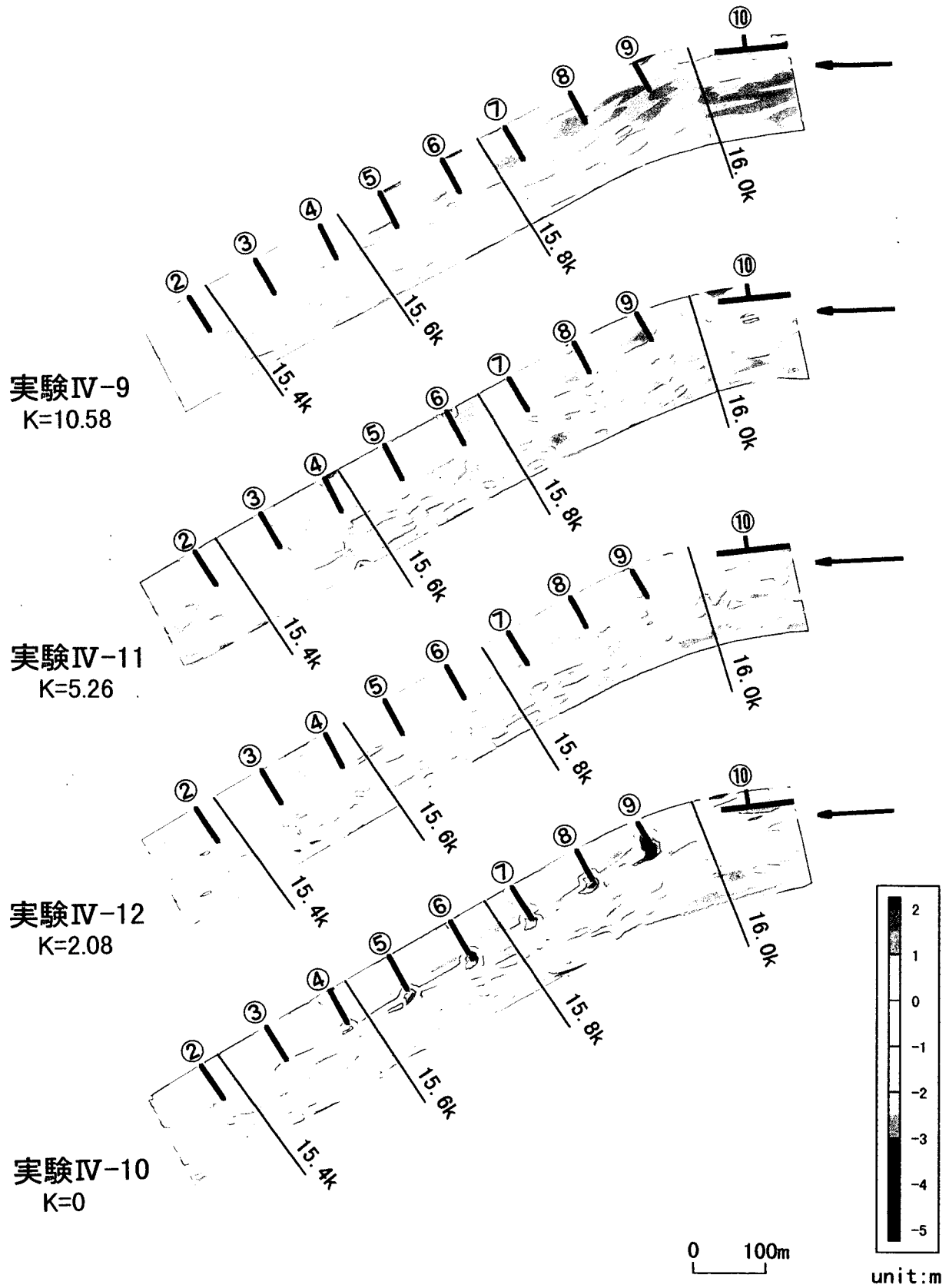


図6.13 水制周辺の河床変動平面図

6.3 検討結果のまとめ

- 1) 原案の水制を設置することによって、16.2kmから下流での洗掘・堆積量が小さくなり、また15.4～15.8km右岸の低水路河岸前面の洗掘が低減される。16.4kmから上流での洗掘・堆積量は水制の有無によって大きくは変わらない。この状況は流量の大小に係わらず同様である。
- 2) しかし15.8km右岸の低水路河岸前面の局所洗掘に限っては、水制の有無に関係なく大きな値を示し、表面近傍の流向流速からもこのことが伺える。
- 3) 以上の状況を考慮して、15.8km低水路の右岸法線を堤防側に引いてその部分にも水制を設置した。これより水位や平均的な河床高は大きくは変わらないが、最深河床高及び15.8km右岸の水衝部が緩和される。この状況は流量の大小に係わらず同様である。
- 4) 水位及び全体的な流況と水制の透過度の関係はあまり明確ではないが、水制近傍の主流線の状況は透過度によって異なり、透過度が小さいほど上流側の水制による河道中心部への水刎ね効果が大きくなる。
- 5) 洗掘・堆積の特性と水制の透過度との関係は明確であり、水理的には実験ケースⅣ-11の透過度を有する水制が最も効果が高い。
- 6) この水理的に最適な透過度の水制は、原案水制の透過度の約1/2であるが施工性などを考慮すると必ずしも現実的ではない。水制の杭と杭の隙間に土砂堆積や植生繁茂が生じてくれば、透過度が小さくなって最適な透過度を有する水制に近づくため、原案の水制で大きな問題はないと考えられる。

第7章 全体まとめおよび考察

7.1 現況河道における沢海床固の敷高の影響について

床固の敷高を下げることによる影響は床固上流に位置する中新田地区の湾曲外岸部の洗掘を助長させることが主であると当初は考えられたため、まず主に床固の上流区間を対象とした河道模型として混合砂を用いた1/70縮尺の無歪模型による検討を行った。この実験によって、沢海床固の敷高を現況（T.P.2.6m）からT.P.0.4mに下げても、中新田地区の湾曲外岸側の洗掘が進行することはなく、むしろ床固下流の15.8km湾曲外岸沿いでの水衝部の形成が懸念されることが分かった。そこで現地の床固下流の河床材料に基づいた材料（石炭粉）と縮尺（1/70、1/40の歪縮尺模型）を有する河道模型を用いた、より相似性の高い実験によって検討を加えた。これより、ある流量より多くなると（流量 $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ では）床固敷高による河床変動の相違が顕著になってくることが分かった（ただし定流実験ではほぼ平衡河床を調べる実験において）。特に沢海床固の敷高を下げると、床固上流からの流れは15.8km低水路右岸に向かって直進しやすくなるため、15.4～16.0km右岸の低水路河岸前面では局所洗掘が大きく洗掘対策の必要があると考えられる。

7.2 計画河道における沢海床固の敷高の影響について

計画河道における河床変動は床固敷高に大きな影響を受けず（少なくともT.P.0.4m～1.54mの範囲で）水理的に大きな問題はあまり生じない。

床固敷高の低い方が床固直下流の河床低下の抑制効果が高く、その傾向は現況河道と同一である。通水流量や床固敷高の条件が現況河道と同一ではないため定量的な判断は困難であるが、計画河道実験では現況河道実験よりも約1.6倍の流量を流したにもかかわらず、その通水後の平均河床高は通水前とほとんど変わらないことや現況河道時のような15.8km低水路右河岸前面での局所洗掘が生じないことから、計画河道の方が現況河道よりも床固敷高の河床及び水位に与える影響は小さいと判断される。

7.3 床固め下流の湾曲部の洗掘対策について

原案の水制を設置することによって、16.2kmから下流での洗掘・堆積量が小さくなり、また15.4～15.8km右岸の低水路河岸前面の洗掘が低減される。16.4kmから上流での洗掘・堆積量は水制の有無によって大きく変わらない。この状況は流量の大小に係わらず同様である。

15.8km右岸の低水路河岸前面の局所洗掘に限っては、水制の有無にあまり関係なく大きな値を示すため、15.8km低水路の右岸法線を堤防側に引いてその部分にも水制を設置した。これより水位や平均的河床高は大きく変わらないが、最深河床高及び15.8km右岸の水衝部が緩和され、この状況は流量の大小に係わらず同様であることを確認した。

水位及び全体的な流況と水制の透過度の関係はあまり明確ではないが、水制近傍の主流線の状況は透過度によって異なり、透過度が小さいほど上流側の水制による河道中心部への水刎ね効果が大きくなる。

洗掘・堆積の特性と水制の透過度との関係は明確で、最適な透過度の水制は、原案水制の透過度の約1/2であるが、これは施工性などを考慮すると必ずしも現実的ではない。水制の杭と杭の隙間に土砂堆積や植生繁茂が生じてくれば最適な透過度を有する水制に近づくため、原案の水制で大きな問題はないと考えられる。

7.4 今後の課題

今後は、現地の横越の水衝部対策として設置した水制工（特に15.8km湾曲外岸部の水制）の効果がどのくらい有るのか、透過度や水刎ね状況等についてのモニタリングが重要となってくる。これによって段階施工時の問題把握とその対策さらには将来床固の敷高を下げた場合の対策を検討するにあたって充分参考になる情報が得られると考えられる。

本検討は、現在河道計画に関する種々の条件が確定してない中で、今後それらが決まってからこの検討結果を現地のこれからの河道計画に柔軟に応用できるように、実験条件に幅を持たせ且つ支配的なファクターとその影響度について集中して行った。河道計画の最終決定の際には、このことをよく考慮することが重要である。

おわりに

本報告書は、阿賀野川中流部の沢海床固付近の河道計画の模型実験として「阿賀野川中流部河道模型実験報告書〔Ⅰ〕」に引き続きとりまとめたものである。実験の遂行に当たっては建設省北陸地方建設局阿賀野川工事事務所の関係各位に多大の便宜をはかっていただいた。ここに記して厚く謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 山本晃一、宇多高明他：阿賀野川中流部河道模型実験報告書〔Ⅰ〕、土木研究所資料第3307号、1994.9.
- 2) 山本晃一：沖積河川学 - 堆積環境の視点から -、p.6、1994.10.
- 3) 阿賀野川工事事務所：阿賀野川水害地形分類図説明書、p.14、1984.
- 4) 阿賀野川工事事務所：阿賀野川改修計画検討資料、pp.217-278、1989.
- 5) 建設省河川局治水課：河道計画策定の手引き（案）、1996.10.
- 6) 阿賀野川工事事務所：「新河道計画策定検討業務報告書」、（部内資料）、1997.3.
- 7) 山本晃一、高橋 晃：河川水理模型実験の手引き、土木研究所資料第2803号、1989.10.
- 8) 福岡捷二、高橋 晃、渡辺明英：水制工の配置と洗掘防止効果に関する研究、土木研究所資料第2640号、pp.55-85、1988.4.
- 9) 坂野 章、藤田光一：堤防沿いの樹木群が破堤個所の流れと河床変動に与える影響に関する実験、51回土木学会年次学術講演会、pp.638-639、1996.9.

図表写真目次

- 図1.1 平均河床高の縦断分布の経年変化図
- 図1.2 最深河床高の縦断分布の経年変化図
- 図1.3 河床材料の粒度分布の経年変化図
- 図1.4 河床平面形の経年変化図
- 図1.5 沢海床固分派機能模式図
- 図1.6 沢海床固付近縦断図
- 図1.7 現況床固を計画河道（原案）に残した場合の水位及び河床縦断図
- 図1.8 現況床固を現況河道に残した場合の水位及び河床縦断図（樹木群の影響を考慮、 $Q: 13,000\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図1.9 計画第2案河道の平面形（床固敷高T.P.1.54m）
- 図1.10 計画第2案での水位及び河床高縦断図（ $Q: 13,000\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図2.1 現地及び模型の河床材料の粒度分布図
- 図2.2 実験施設平面図
- 図2.3 低水路法線形状（現況と計画第2案の比較）
- 図3.1 洗掘堆積平面図（検証1、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図3.2 河床横断形状比較図（17.2km、現況と検証1、）
- 図3.3(1) 河床横断形状比較図（17.0～18.0km、現況と検証1と検証2、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図3.3(2) 河床横断形状比較図（18.2～19.2km、現況と検証1と検証2、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図4.1 水位及び平均河床高の縦断状況比較図（実験Ⅰと実験Ⅲ、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図4.2 最深河床高の縦断状況比較図（実験Ⅰと実験Ⅲ、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図4.3(1) 洗掘堆積平面図（実験Ⅰ、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図4.3(2) 洗掘堆積平面図（実験Ⅲ、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図4.4 表面流速ベクトル比較図（実験Ⅳ-1と実験Ⅳ-3）
- 図4.5 水位及び平均河床高の縦断状況比較図（実験Ⅳ-1と実験Ⅳ-3、 $Q: 3,900\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図4.6 最深河床高の縦断状況比較図（実験Ⅳ-1と実験Ⅳ-3、 $Q: 3,900\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図4.7 洗掘堆積平面比較図（実験Ⅳ-1と実験Ⅳ-3、 $Q: 3,900\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図4.8 平均河床高の縦断状況比較図（実験Ⅳ-2と実験Ⅳ-4、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図4.9 最深河床高の縦断状況比較図（実験Ⅳ-2と実験Ⅳ-4、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図4.10 河床横断形状比較図（実験Ⅳ-2と実験Ⅳ-4、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図4.11 洗掘堆積平面比較図（実験Ⅳ-2と実験Ⅳ-4、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ 、初期河床は $Q: 3,900\text{m}^3/\text{s}$ 通水後）
- 図5.1 水位及び河床高の縦断状況比較図（実験Ⅱ-1と実験Ⅲ、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図5.2 洗掘堆積平面比較図（実験Ⅱ-1と実験Ⅲ、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図5.3 水位及び河床高の縦断状況比較図（実験Ⅱ-2と実験Ⅱ-3、 $Q: 13,000\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図5.4 洗掘堆積平面図（実験Ⅱ-2、 $Q: 13,000\text{m}^3/\text{s}$ ）

- 図6.1 水制による対策工の平面図（原案、実験Ⅳ-5及び実験Ⅳ-6）
- 図6.2 水制による対策工の平面図（改良案、実験Ⅳ-7及び実験Ⅳ-8）
- 図6.3 水位及び河床高の縦断状況比較図（実験Ⅳ-3と実験Ⅳ-5、 $Q: 3,900\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図6.4 洗掘堆積平面比較図（実験Ⅳ-3と実験Ⅳ-5、 $Q: 3,900\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図6.5 洗掘堆積平面図（実験Ⅳ-4と実験Ⅳ-6、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ 、初期河床は $Q: 3,900\text{m}^3/\text{s}$ 通水後）
- 図6.6 表面流速ベクトル図（実験Ⅳ-6、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図6.7 水位及び河床高の縦断状況比較図（実験Ⅳ-5と実験Ⅳ-7、 $Q: 3,900\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図6.8 洗掘堆積平面図（実験Ⅳ-7、 $Q: 3,900\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図6.9 洗掘堆積平面図（実験Ⅳ-8、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ 、初期河床は $Q: 3,900\text{m}^3/\text{s}$ 通水後）
- 図6.10 水位の縦断状況比較図（実験Ⅳ-9～Ⅳ-10、 $Q: 1,800\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図6.11 流況図（実験Ⅳ-9、 $Q: 1,800\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図6.12 主流線位置の比較図（実験Ⅳ-9～Ⅳ-12、 $Q: 1,800\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 図6.13 水制周辺の河床変動平面図（実験Ⅳ-9～Ⅳ-12、 $Q: 1,800\text{m}^3/\text{s}$ ）

- 表1.1 各セグメントとその特徴
- 表1.2 満願寺地点の現況位況
- 表1.3 沢海床固関連災害復旧費
- 表2.1 模型実験の特徴
- 表2.2 実験ケース一覧
- 表2.3 測定方法一覧
- 表-参考1 通水時間を決めるための流砂量計算結果

- 写真1.1 旧河道分布状況写真
- 写真3.1 通水後河床状況写真（検証1、 $Q: 3,900\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 写真3.2 現地の空中写真
- 写真4.1 通水後河床状況比較写真（実験Ⅰと実験Ⅲ、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 写真5.1 通水後河床状況写真（実験Ⅱ-1、 $Q: 7,870\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 写真5.2 通水後河床状況写真（実験Ⅱ-2、 $Q: 13,000\text{m}^3/\text{s}$ ）
- 写真6.1 模型で用いた水制